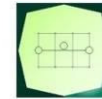


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4
PROGETTO ESECUTIVO

O-PARTE GENERALE
OO-GENERALE
00010 - GEOTECNICA
RELAZIONE METODOLOGICA

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO												PROGR.		DATA:
	EMITE	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	LUG	2016
66039	04	RG	E	I	11	00	010	00	00	001	00	A	00	SCALA:	

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE									
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 4152	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI	

	IL CONCEDENTE 	IL CONCESSIONARIO Società di Progetto Brebemi SpA
--	--------------------------	---

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA S.p.A. BREBEMI S.P.A. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF S.p.A. BREBEMI S.P.A. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTE BY LAW

INDICE


1. PREMESSA.....	3
2. INTERPRETAZIONE INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE	3
2.1 NORMALIZZAZIONE NUMERO DI COLPI N_{SPT}	3
2.2 MATERIALI GRANULARI	3
2.3 MATERIALI COESIVI.....	5
2.4 VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO – INDIVIDUAZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA	5
2.5 COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ	5
2.6 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	5
3. METODOLOGIE DI CALCOLO	7
3.1 APPROCCIO AGLI STATI LIMITE	7
3.2 AZIONI SISMICHE	8
3.3 VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI STRUTTURALI	8
3.4 NOTA SUI VALORI CARATTERISTICI.....	8
4. RILEVATI.....	10
4.1 VERIFICHE DI SICUREZZA – STATI LIMITE ULTIMI – STABILITÀ GLOBALE DELL’INSIEME MANUFATTO-TERRENO.....	10
4.2 VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO – CEDIMENTI.....	10
4.3 VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	12
4.4 CONTROLLI IN CORSO D’OPERA SUL COMPORTAMENTO DELLE OPERE	13
5. SCAVI E TRINCEE	13
5.1 VERIFICHE DI SICUREZZA – STATI LIMITE ULTIMI – STABILITÀ SCARPATE.....	13
5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA – STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI.....	13
5.3 VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO – SPOSTAMENTI INDOTTI.....	13
5.4 VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	13
6. STRUTTURE SCATOLARI FUORI TERRA	14
7. GALLERIE ARTIFICIALI.....	14
8. OPERE DI SOSTEGNO	15
8.1 MURI DI SOSTEGNO.....	15
8.2 OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI (PARATIE).....	19
9. FONDAZIONI DIRETTE	24
9.1 METODOLOGIA DI CALCOLO	24
9.2 CONSIDERAZIONI PARTICOLARI PER I CARICHI ORIZZONTALI	25
9.3 VERIFICHE DI SICUREZZA.....	25
9.4 VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO	30
9.5 VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	31
10. FONDAZIONI PROFONDE – PALI	34
10.1 METODOLOGIA DI CALCOLO	34
10.2 VERIFICHE DI SICUREZZA.....	35
10.3 VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO	39
10.4 VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	40
11. FONDAZIONI PROFONDE - DIAFRAMMI.....	44

APPROVATO SDP



11.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	44
11.2	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	44
11.3	VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO	48
11.4	VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	48
12.	VERIFICHE IDRAULICHE	49
12.1	SOLLEVAMENTO	49
12.2	SIFONAMENTO	49
12.3	CALCOLO DELLE PORTATE DI EMUNGIMENTO	50
13.	VERIFICHE INTERMEDIE NELLE FASI COSTRUTTIVE	51
14.	CONTROLLI E MONITORAGGIO	52
15.	BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	53
15.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	53
15.2	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	53
15.3	SOFTWARE DI CALCOLO	54

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 3 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	-------------------

1. PREMESSA

La presente Relazione Metodologica illustra le tecniche generali e i modelli di calcolo da utilizzare e i riferimenti da considerare per tutte attività di progettazione geotecnica che interesseranno l'Asse Principale del tracciato della linea autostradale Brescia-Milano (progetto BreBeMi), in particolare dalla Progressiva Km. 0+000 alla Progressiva Km. 48+900 e per il raddoppio di carreggiata del lotto 0A della autostrada BreBeMi stessa e dell'interconnessione A35/A4.

2. INTERPRETAZIONE INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

2.1 Normalizzazione numero di colpi N_{SPT}

Le prove SPT a fondo foro consistono nel misurare il numero di colpi richiesto per provocare l'avanzamento per battitura di un campionatore standard per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno. La resistenza dinamica puntuale (N_{SPT}) si ottiene poi sommando il numero di colpi necessario per l'avanzamento degli ultimi 30 cm.

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai diversi dispositivi di infissione presenti sul mercato e alla pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, viene valutato in funzione della profondità il valore normalizzato di N_{SPT} , cioè $(N_1)_{60}$, ricavato dalla seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times \frac{ER}{60} \times C_N$$

in cui:

$C_N = (98.1 / \sigma'_{vo})^{0.5}$ = coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{vo} ;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota di prova;

ER = rendimento medio del dispositivo di infissione effettivamente impiegato espresso in percentuale (per il presente caso: 65%).

2.2 Materiali granulari

2.2.1 Densità relativa

I valori di densità relativa sono stimati utilizzando i valori del numero di colpi N_{SPT} normalizzati mediante il metodo riportato al § 2.1, che fornisce il corrispondente valore $(N_1)_{60}$.

La stima dei valori di densità relativa è necessaria per la successiva determinazione dei valori degli angoli di resistenza al taglio (§ 2.2.2) e dei moduli di deformabilità per i terreni granulari (§ 2.2.3).


In particolare, si utilizzerà per la stima del valore di Densità Relativa la relazione di Skempton (1986):

$$D_R = \left[\frac{(N_1)_{60}}{60} \right]^{0.5}$$

segue: Nella valutazione dei risultati, si terrà conto dell'effetto della granulometria come

Brebemi SpA



	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000100	REV. A00	FOGLIO 4 di 55
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

- in sabbia, la D_R è il valore medio “prudenziale” (valore caratteristico);
- nelle ghiaie, di ogni tipo, la D_R e/o i parametri da essa derivati saranno stabiliti in modo da essere prudentemente inferiori al valore minimo assoluto. Ciò in ragione del fatto che le N_{SPT} danno valori in proporzione maggiori delle sabbie in ragione della differente granulometria.

2.2.2 Angolo di resistenza al taglio

I valori dell'angolo di resistenza al taglio sono calcolati mediante la relazione di Schmertmann (1975):

$$\phi'_p = 28 + 0.14 \cdot D_R$$

per sabbie fini uniformi,

$$\phi'_p = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$$

per sabbie medie uniformi e sabbie fini ben gradate,

$$\phi'_p = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$$

per sabbie grosse uniformi e sabbie medie ben gradate,

$$\phi'_p = 38 + 0.08 \cdot D_R$$

per ghiaietti uniformi e sabbie e ghiaie poco limose.

Nelle relazioni precedenti D_R è il corrispondente valore della densità relativa (§ 2.2.1). Si noti come nella relazione sopra riportata il valore dell'angolo di resistenza al taglio sia quello “di picco”.

2.2.3 Parametri di deformabilità

Per una valutazione generale della rigidità dei materiali (paratie, opere di sostegno, etc.), il modulo elastico operativo E'_{25} (corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%) è valutato mediante la correlazione proposta da Jamiolkowski (1988):

- per terreni normalconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (10.5 - 3.5 \times D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

- per terreni sovraconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (52.5 - 35 \times D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

In cui:

- E'_{25} : modulo di Young secante, cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- D_R : densità relativa, espressa come frazione dell'unità;
- N_{SPT} : numero di colpi da prova SPT.

Ai fini del calcolo dei cedimenti di fondazioni dirette o ad esse equivalenti, il modulo $E'_{0.1}$, corrispondente a livelli deformativi ridotti, in particolare dell'ordine dello 0.1% (Berardi & Lancellotta, 1991), viene invece calcolato come:

$$E'_{01} = K_E \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{100} \right)^{0.5}$$

con:

$$K_E = 100 + 9 \times D_R$$

$$p_a = 0.1 \text{ MPa}$$

2.3 Materiali coesivi

2.3.1 Resistenza non drenata

Il valore della resistenza non drenata S_U è stato calcolato mediante la relazione proposta da Terzaghi & Peck (1947):

$$S_U = 7 \cdot N_{SPT} \quad (\text{in kN/m}^2)$$

2.3.2 Parametri di deformabilità

Il valore del "modulo confinato M" viene calcolato mediante la relazione di Stroud e Butler (1975):

$$M = 0.6 \cdot N_{SPT} \quad (\text{in MPa})$$

2.4 Velocità delle onde di taglio – Individuazione della Categoria Sismica

Il valore equivalente della velocità delle onde di taglio è richiesto al § 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (rif. 15.1.1) per l'identificazione della categoria sismica da assegnare ai terreni in sito.

Per depositi stratificati, il valore equivalente della velocità può essere calcolato come:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

in cui:

N = numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

h_i = spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato

2.5 Coefficienti di permeabilità

I valori da assegnare ai coefficienti di permeabilità sono determinati sulla base dei risultati forniti dalle prove Lefranc, a carico costante o variabile.

2.6 Stabilità nei confronti della liquefazione

La verifica della stabilità nei confronti della liquefazione viene eseguita utilizzando una delle procedure descritte in Youd et al. (2001), in particolare la procedura basata sui risultati forniti da prove SPT.

Questa procedura permette di calcolare un Fattore di Sicurezza nei confronti della liquefazione, come rapporto tra la resistenza del terreno considerato (espressa mediante la

variabile CRR, Cyclic Resistance Ratio) e l'azione sismica (espressa mediante la variabile CSR, Cyclic Stress Ratio):

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF$$

Nella relazione sopra la variabile CRR viene calcolata a partire dal valore di riferimento di CRR per un sisma di magnitudo di riferimento pari a 7.5 ($CRR_{7.5}$) e un fattore di scala dipendente dal sisma considerato (MSF, Magnitude Scaling Factor), che permette di tenere in conto gli effetti dovuti a magnitudo diverse da quella di riferimento, pari a 7.5.

La variabile CSR viene calcolata mediante l'espressione:

$$CSR = 0.65 \times \frac{a_{\max}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d$$

in cui:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

σ_{v0} = sforzo verticale totale alla profondità considerata

σ'_{v0} = sforzo verticale efficace alla profondità considerata

r_d = coefficiente di riduzione degli sforzi

Il coefficiente r_d si ottiene mediante l'espressione:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2}$$

in cui "z" è la profondità dal piano campagna.

La variabile CRR viene invece calcolata facendo riferimento alla curva fornita in Youd et al. (2001) per valori del contenuto di materiali fini non superiori al 5%. Questa scelta è obbligata vista la scarsità dei risultati sperimentali a disposizione e fornisce comunque stime a favore di sicurezza. La curva può essere determinata analiticamente con riferimento a una magnitudo di 7.5:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

in cui $(N_1)_{60}$ è il valore di colpi SPT normalizzato (vedere § 2.1).

La relazione per il calcolo di $CRR_{7.5}$ è valida per valori di $(N_1)_{60}$ inferiori a 30. Per valori non inferiori a 30 la verifica risulta automaticamente soddisfatta.

Il parametro MSF viene determinato sulla base della Tabella 3 in Youd et al. (2001), qui riportata in Tabella 2.1, dopo aver assunto per la magnitudo il valore opportuno in corrispondenza del sito considerato. In particolare, si fa riferimento ai valori di MSF proposti da Seed e Idriss (1982) (seconda colonna della tabella).

La verifica di stabilità alla liquefazione viene eseguita in corrispondenza di tutti i sondaggi in cui sono state eseguite prove SPT. La verifica viene eseguita con riferimento ai primi 15 m di profondità poiché, in accordo con quanto suggerito da Youd et al. (2001), per valori di profondità superiori le normali procedure di calcolo non forniscono risultati attendibili. Inoltre, il fenomeno della liquefazione risulta critico in generale soprattutto per gli strati più superficiali.

APPROVATO SDR

Progettato e Verificato
Incaricato
Ufficio Tecnico
S.P.A.

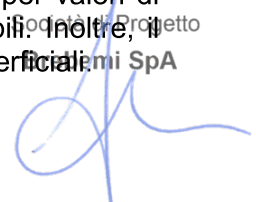


TABLE 3. Magnitude Scaling Factor Values Defined by Various Investigators (Youd and Noble 1997a)

Magnitude, <i>M</i>	Seed and Idriss (1982)		Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997)	Youd and Noble (1997b)		
	Idriss ^a			Distance based	Energy based		$P_L < 20\%$	$P_L < 32\%$	$P_L < 50\%$
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Note: ? = Very uncertain values.

^a1995 Seed Memorial Lecture, University of California at Berkeley (I. M. Idriss, personal communication to T. L. Youd, 1997).

Tabella 2.1 – Fattori di scala magnitudo (da Youd et al, 2001)

3. METODOLOGIE DI CALCOLO

3.1 Approccio agli Stati Limite

La progettazione geotecnica delle opere sarà condotta ai sensi del rif. 15.1.1, che prevede l'utilizzo dell'approccio agli Stati Limite.

In particolare, devono essere verificate:

- la sicurezza dell'opera, mediante la verifica degli Stati Limite Ultimi interessati;
- le prestazioni dell'opera, mediante la verifica degli Stati Limite di Esercizio.

Con riferimento al rif. 15.1.1, § 2.2.1, esempi di Stati Limite Ultimi sono:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- il raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- il raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni.


Con riferimento al § 2.2.2 del rif. 15.1.1, esempi di Stati Limite di Esercizio sono:

- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.

La normativa al rif. 15.1.1 stabilisce anche le modalità per la progettazione della struttura nei confronti delle azioni sismiche. Anche in questo caso, la progettazione deve essere eseguita con riferimento a Stati Limite Ultimi e di Esercizio coerenti con le caratteristiche e le condizioni della struttura considerata.

In particolare per la progettazione sismica, rivestono un'importanza particolare i concetti di (rif. 15.1.1, § 2.4.1):

- vita nominale della struttura, intesa come "il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo alla quale è destinata";
- classe d'uso, che esprime l'importanza della struttura e le conseguenze di "una interruzione di operatività o di un eventuale collasso".

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000100	REV. A00	FOGLIO 8 di 55
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

Dalla vita nominale e dalla classe d'uso dipende il valore del periodo di riferimento per l'azione sismica. Questo parametro è utilizzato in modo diretto per la quantificazione dell'azione sismica.

Nel seguito sono presentati più in dettaglio per ogni tipologia di opera gli Stati Limite considerati e le tecniche utilizzate per la progettazione geotecnica, sia per il caso statico che per le azioni sismiche.

Con riferimento a quanto definito al § 6.2.3.1 del rif. 15.1.1, quando possibile si utilizzerà l'Approccio 1.

La scelta dell'Approccio 1 implica l'esecuzione di due verifiche:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M2+R2).

A grandi linee, facendo anche riferimento alle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del rif. 15.1.1 (riportate per comodità in Tabella 3.1 e in Tabella 3.2 della presente relazione), la Combinazione 1 richiede un incremento del valore delle azioni calcolate con i parametri "caratteristici" dei materiali, mentre la Combinazione 2 utilizza parametri di calcolo ridotti per il terreno.

Ai fini del dimensionamento dell'opera geotecnica, dovrà poi essere fatto riferimento alla condizione più critica tra quelle ottenute mediante le due combinazioni.

In accordo con quanto riportato dal rif. 15.1.1 al § 6.2.3.1, le verifiche eseguite utilizzando la Combinazione 1 sono solitamente "più severe nei confronti del dimensionamento delle opere a contatto con il terreno", mentre quelle eseguite utilizzando la Combinazione 2 sono "più severe nei riguardi del dimensionamento geotecnico".

3.2 Azioni sismiche

Deve essere rispettato quanto riportato al § 7.11.1 del rif. 15.1.1, che indica come scegliere i coefficienti parziali sulle azioni, sui parametri e sulle resistenze. In particolare, la normativa prevede che per le analisi sismiche di opere e sistemi geotecnici "le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni" e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le analisi statiche.

La determinazione della Vita Nominale (V_N) e della Classe d'Uso è basata sulle indicazioni del rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** al § C.1.

3.3 Verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi strutturali

Per le verifiche di sicurezza agli Stati Limite di tipo strutturale, si rimanda per ogni opera specifica alle corrispondenti Relazioni di Calcolo Strutturali, che conterranno le descrizioni dei metodi utilizzati e i riferimenti alle normative utilizzate.

3.4 Nota sui valori caratteristici

Nel presente paragrafo si riportano alcune osservazioni, riguardanti il metodo utilizzato per ottenere i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

A differenza della procedura utilizzata ad esempio per la determinazione del valore caratteristico di resistenza di un calcestruzzo, per il caso dei terreni non si dispone normalmente di un numero di prove sufficientemente elevato, che permetta di ricostruire una distribuzione dei valori assunti da questo parametro intorno al valor medio.

La normativa stessa, al rif. 15.1.1, § 6.2.2, recepisce questa difficoltà e stabilisce che “per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato”.

Assume quindi particolare importanza il “valor medio prudente”, che può essere determinato solo dal progettista geotecnico, considerando:

- i risultati delle prove in-situ e di laboratorio;
- le limitazioni dovute al volume di terreno effettivamente interessato dalle prove, che necessariamente risulta di molto inferiore a quello del modello geotecnico adottato durante la progettazione.

La difficoltà insita nella determinazione di tali parametri è resa spesso complessa dal fatto che:

- la modellazione geotecnica utilizza schemi e modelli assai semplificati rispetto alla realtà, anche sperimentale;
- molti dei materiali hanno comportamento meccanico fortemente dipendente dallo “stato” del materiale in-situ;
- lo “stato” di cui sopra è spesso non riproducibile in laboratorio, né il materiale può essere “campionato” senza alterarne il comportamento meccanico;
- il comportamento deformativo dei terreni è influenzato dal percorso tensionale indotto dall’opera. In altre parole e semplificando, il terreno si “deforma” in modo differente a seconda che l’opera tenda a caricarlo o scaricarlo.

Per le ragioni sintetizzate nei punti sopra riportati, le “correlazioni” da utilizzare per interpretare i risultati delle prove in situ sono differenti a seconda dell’opera per la quale vengono utilizzate.

Ciò è richiesto dalla necessità di utilizzare espressioni semplici per rappresentare il comportamento fortemente non lineare dei terreni naturali.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 3.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni (da rif. 15.1.1)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (da rif. 15.1.1)

4. RILEVATI

4.1 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno

Le analisi sono condotte in corrispondenza delle sezioni più critiche relativamente alla geometria delle opere (altezza di scavo) e alla situazione geologica-geotecnica locale.

L'analisi di stabilità è condotta mediante il codice di calcolo STABL 3.0 (rif. 15.3.2). Tale programma si basa sulla teoria dell'equilibrio limite, effettuando la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo.

Il fattore di sicurezza è valutato con il metodo di Janbu nella forma semplificata, mediante l'equilibrio alla rotazione.

La verifica di sicurezza relativa agli Stati Limite Ultimi deve rispettare la condizione prevista dal rif. 15.1.1 al § 6.8.2:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

Nella verifica deve essere adottato l'Approccio 1, limitato però alla sola Combinazione 2. Alle resistenze calcolate si deve inoltre applicare il coefficiente parziale γ_R specificato nella Tabella 6.8.1 del rif. 15.1.1.

4.2 Verifiche in fase di esercizio – Cedimenti

Il calcolo degli cedimenti ha l'obiettivo di:

- determinare gli cedimenti in corrispondenza del termine delle operazioni di costruzione e a lungo termine,
- determinare la velocità di deformazione in corrispondenza del termine delle operazioni di costruzione.

4.2.1 Cedimenti immediati

Per il caso di materiale granulare e per il calcolo di consolidazione primaria per materiali coesivi, gli spostamenti verticali indotti sono calcolati mediante l'espressione:

$$s_t = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})]h}{E'_i}$$

con:

s_t = cedimento totale;

$\Delta\sigma_{zi}$, $\Delta\sigma_{xi}$, $\Delta\sigma_{yi}$ = incrementi di sforzo indotti dal carico di rilevato nello strato i-esimo, calcolati mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;

h_i = spessore dello strato i-esimo;

E'_i = modulo di Young dello strato i-esimo;

ν' = coefficiente di Poisson dello strato i-esimo = 0.25;

n = numero di strati, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti.

La sommatoria viene estesa a tutti gli strati per i quali si producono a seguito dell'applicazione del carico incrementi degli sforzi verticali superiori al 15% dello sforzo verticale geostatico.

Il calcolo del cedimento immediato per il caso di materiali coesivi viene eseguito mediante la relazione:

$$s_i = \sum_i^n \left[\frac{\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})}{E'_u} \right] h_i$$

in cui:

s_i = cedimento immediato degli strati coesivi;

E'_u = modulo di Young non drenato dello strato i-esimo;

ν = coefficiente di Poisson dello strato i-esimo = 0.5;

Anche in questo caso, la sommatoria viene estesa a tutti gli strati per i quali si producono a seguito dell'applicazione del carico incrementi degli sforzi verticali superiori al 15% dello sforzo verticale geostatico.

4.2.2 Calcolo dei cedimenti differiti nel tempo

Si ipotizza che i cedimenti degli strati di materiale granulare avvengano istantaneamente, a seguito dell'applicazione del carico.

I cedimenti di consolidazione primaria degli strati coesivi saranno invece calcolati mediante la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, in cui i percorsi di drenaggio quando applicabile saranno considerati uguali alla metà degli spessori dei corrispondenti strati coesivi.

Le soluzioni dell'equazione di Terzaghi sono diagrammate in termini di grado di sovraconsolidazione " U_z " (si veda per esempio il rif. 15.2.7):

$$U_z = 1 - \frac{u(z;t)}{u_0}$$

in cui " $u(z;t)$ " è il valore della pressione interstiziale alla generica quota " z " e a un determinato istante di tempo " t " e " u_0 " è il valore iniziale dell'eccesso di pressione interstiziale.

Il grado di sovraconsolidazione " U_z " è diagrammato a sua volta in funzione del fattore di tempo adimensionale " T_v ":

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

in cui:

- c_v = coefficiente di consolidazione primaria;
 t = istante di tempo trascorso dall'applicazione del carico;
 H = massimo percorso di drenaggio della particella d'acqua.

il coefficiente di consolidazione primaria viene calcolato mediante l'espressione:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

in cui:

- k = coefficiente di permeabilità;
 γ_w = peso specifico dell'acqua;
 m_v = coefficiente di compressibilità.

4.2.3 Cedimenti causati da consolidazione secondaria

Il calcolo dei cedimenti di consolidazione secondaria per i materiali coesivi viene eseguito mediante la relazione seguente:

$$s_{cs} = \sum_i^n c_{ai} h_i \log \frac{t}{t_i^{100}}$$

in cui:

- s_{cs} = cedimento di consolidazione secondaria;
 c_{ai} = coefficiente di consolidazione secondaria;
 h_i = spessore dello strato i-esimo;
 n = numero di strati di materiale coesivo, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti;
 t = intervallo di tempo dall'applicazione del carico;
 t_i^{100} = intervallo di tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato i-esimo.

4.3 Verifiche per azioni sismiche

4.3.1 Stati Limite Ultimi

Le analisi di stabilità inerenti le sollecitazioni sismiche sono condotte mediante il metodo semplificato pseudo-statico e in particolare le verifiche di stabilità globale sono condotte con i metodi al § 4.3.


La normativa prevede che l'azione sismica sia rappresentata da due forze agenti sul pendio, F_H e F_V , rispettivamente orizzontale e verticale:

$$F_H = \pm \beta_s a_g S_S S_T W;$$

$$F_V = \pm 0.5 F_H.$$

in cui:

- W è il peso della massa di terreno soggetta a slittamento;

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 13 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

- β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito (il cui valore è definito nella Tabella 7.11.I del rif. 15.1.1);
- S_s coefficiente relativo al profilo stratigrafico;
- S_T coefficiente di amplificazione topografica.

Per quanto riguarda la categoria di suolo ed i corrispondenti valori di S_T e S_s , il terreno di fondazione viene classificato per ciascuna analisi sulla base delle indagini disponibili e delle informazioni contenute nel profilo geologico-geotecnico (vedere § 2.4).

4.4 Controlli in corso d'opera sul comportamento delle opere

Le attività di costruzione dei rilevati dovranno essere accompagnate da misurazioni degli spostamenti dell'opera, che dovranno proseguire anche a seguito del completamento delle attività.

In particolare, le velocità di deformazione misurate saranno assunte come indicatore più importante dello stato dell'opera. Le attività di controllo potranno essere interrotte solo a seguito della riduzione delle velocità di deformazione a valori trascurabili.

5. SCAVI E TRINCEE

5.1 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Stabilità scarpate

Per i fronti di scavo e le trincee vale quanto già riportato per i rilevati al § 4.1.

5.2 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi Idraulici

Quando applicabile, dovrà essere verificata la sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi Idraulici, in particolare nei confronti del sifonamento. Si farà quindi riferimento a quanto riportato al § 12.2 della presente relazione.

In aggiunta, in presenza di strati materiali coesivi in prossimità del fondo scavo, dovrà esserne verificata la stabilità al sollevamento a seguito del regime discontinuo delle pressioni interstiziali indotto dalle operazioni di scavo.

5.3 Verifiche in fase di esercizio – Spostamenti indotti

Nei casi particolari in cui la verifica in fase di esercizio rivesta particolare importanza a causa dell'influenza su opere adiacenti, il calcolo degli spostamenti indotti dalle operazioni di scavo sarà eseguito mediante analisi numeriche.

Questa procedura è in accordo con le prescrizioni definite dal rif. 15.1.1 al § 6.8.3.

5.4 Verifiche per azioni sismiche


5.4.1 Stati Limite Ultimi

La verifica di stabilità globale richiesta per il caso statico al § 5.1 deve essere eseguita anche per il caso di evento sismico.

Si applicano in questo caso le prescrizioni del rif. 15.1.1 al § 7.11.4, che permette l'utilizzo dei metodi pseudo-statici comunemente impiegati per la verifica di stabilità dei pendii.

5.4.2 Stati Limite di Danno

Vale per le trincee quanto definito al § 4 per il caso dei rilevati.

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000100	REV. A00	FOGLIO 14 di 55
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

6. STRUTTURE SCATOLARI FUORI TERRA

6.1.1 Calcolo delle spinte – Azioni statiche

Si farà riferimento a condizioni di spinta a riposo. Quindi, nell'ipotesi di terreno orizzontale a tergo dello scatolare il valore di spinta sarà calcolato mediante il coefficiente di spinta a riposo K_0 , calcolato secondo la nota relazione:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_{\text{rilevato}})$$

6.1.2 Calcolo delle spinte – Azioni sismiche

Visti gli spostamenti indotti da un sisma per questo tipo di strutture, la sovraspinta (da sommare al valore di spinta in condizioni statiche) che si produce in corrispondenza di un evento sismico deve essere calcolato mediante la relazione di Wood (1973):

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} S \gamma H^2$$

7. GALLERIE ARTIFICIALI

Nel seguito sono riportati i criteri da utilizzare per la determinazione delle spinte che agiscono sui paramenti verticali di una galleria artificiale.

Quando applicabile, la progettazione di una galleria artificiale deve essere inoltre integrata dalla seguenti verifiche:

- verifiche per le opere provvisoriale previste, per esempio i palancolati (vedere § 8.2),
- verifiche delle eventuali opere di sostegno componenti la galleria artificiale (vedere §§ 8.1 e 8.2),
- verifiche Stati Limite Ultimi Idraulici (vedere § 12).

7.1.1 Calcolo delle spinte – Azioni statiche

Quando applicabile, in analogia con quanto riportato al § 6.1.1, per il caso di terreno orizzontale a tergo dei paramenti verticali la spinta sarà calcolata in condizioni di spinta a riposo K_0 .

Per il caso particolare di terreno inclinato, il coefficiente da utilizzare sarà considerato in prima approssimazione pari a:

$$K_{0,\text{inclinato}} = [1 - \text{sen}(\phi')] \times [1 + \text{sen}(i)]$$

in cui "i" è uguale all'angolo di inclinazione del piano campagna a tergo dei paramenti verticali.


Nei casi in cui la condizione di spinta a riposo non sia applicabile, si farà riferimento al § 8.1.2.

7.1.2 Calcolo delle spinte – Azioni sismiche

Quando applicabile, in analogia con quanto riportato al § 6.1.2, per il caso di terreno orizzontale a tergo dei paramenti verticali la spinta sarà calcolata mediante il metodo di Wood.

In prima approssimazione, lo stesso metodo viene esteso al caso di terreno inclinato mediante:



	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000100	REV. A00	FOGLIO 15 di 55
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

$$\Delta P_{d,inclinato} = \frac{a_g}{g} S \gamma H^2 [1 + \text{sen}(i)]$$

in cui “i” è uguale all’angolo di inclinazione del piano campagna a tergo dei paramenti verticali.

Nei casi in cui la condizione di spinta a riposo non sia applicabile, si farà riferimento al § 8.1.3.

8. OPERE DI SOSTEGNO

8.1 Muri di sostegno

8.1.1 Metodologia di calcolo

Per quanto riguarda la progettazione di opere di sostegno si farà riferimento alle prescrizioni contenute nel rif. 15.1.1, relativamente alle opere di sostegno (§ 6.5) e più in particolare ai muri di sostegno (§ 6.5.3.1.1). Si richiede quindi che siano effettuate le seguenti verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento.

L’Approccio 1 verrà utilizzato a questo fine.

Si noti come per i casi particolari di muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno, il rif. 15.1.1 al § 6.5.3.1.1 impone l’adozione del solo Approccio 1.

Queste prescrizioni non si applicano invece alle verifiche di stabilità globale, per le quali sempre il rif. 15.1.1 al § 6.5.3.1.1 richiede che le verifiche siano eseguite utilizzando solo la Combinazione 2 dell’Approccio 1.

8.1.2 Calcolo delle spinte – Azioni statiche

Nelle ipotesi di:

- terreno con inclinazione uniforme a tergo del muro;
- superfici di scivolamento curvilinee;
- terreni privi di coesione;
- paramento del muro verticale;
- superficie di falda parallela al piano campagna;
- terreni omogenei o a stratificazione parallela al piano campagna;

il valore di K_a può essere determinato mediante i diagrammi di Caquot & Kerisel, riportati in Figura 8.1.

Per gli altri casi può essere utilizzata la formula di Mueller – Breslau (1924):

APPROVATO SDP




$$K_a = \frac{\cos^2 (\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos (\beta + \delta_a) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\delta_a + \varphi') \cdot \sin (\varphi' - i)}{\cos (\beta + \delta_a) \cdot \cos (\beta - i)}} \right]^2}$$

con:

ϕ' = angolo di attrito operativo del terreno;

β = inclinazione rispetto alla verticale del paramento del muro a contatto con il terreno;

i = inclinazione del terreno a monte dell'opera.

δ_a = angolo di attrito al contatto struttura-terreno.

8.1.3 Calcolo delle spinte – Azioni sismiche

I parametri necessari per la definizione dell'azione sismica sono stati calcolati in accordo con quanto prescritto dalle NTC 2008 (rif. 15.1.1). In particolare:

- § 3.2.2, per la definizione della categoria del terreno;
- Allegato A, per la definizione della accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- § 3.2.3.2.1, per la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- § 7.11.6.2, per la accelerazione massima;
- § 7.11.6.2, per il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale e del coefficiente di riduzione dell'accelerazione.

8.1.4 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Stabilità globale del complesso opera di sostegno–terreno

Le analisi di stabilità sono condotte mediante il codice di calcolo STABL 3.0 prodotto e distribuito da GSS (Geotechnical Software Solutions, si veda il rif. 15.3.2).

Tale programma si basa sul metodo dell'equilibrio limite ed effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. In particolare, nelle analisi eseguite, la superficie critica viene ricercata mediante il metodo di Janbu o, in alternativa, il metodo di Spencer.

Nei grafici contenenti i risultati delle analisi, tra tutte le superfici analizzate vengono riportate le n° 10 superfici con i fattori di sicurezza minori.

Ai fini dell'inclusione dei risultati ottenuti nella procedura di progettazione mediante l'approccio agli stati limite, i fattori di sicurezza calcolati dovranno risultare superiori al valore del coefficiente parziale γ_R , il cui valore è fornito dalla Tabella 6.8.1 delle NTC 2008 (rif. 15.1.1) e qui riportato in Tabella 8.1.

8.1.5 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La verifica viene effettuata utilizzando la formula di Brinch-Hansen (vedere per esempio il rif. 15.2.7 al § 8.24):

$$q_D = (1/2 B' \gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + q'_0 N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c) / \gamma_R$$

in cui:

q'_0 = sovraccarico laterale alla base della fondazione;

B' = larghezza effettiva della fondazione;

L = lunghezza della fondazione;

c' = coesione del terreno di fondazione;

$N_\gamma(\phi')$, $N_q(\phi')$, $N_c(\phi')$ = fattori di capacità portante (vedere § 9.3.2);

ϕ' = angolo d'attrito del terreno di fondazione;

s_γ , s_q , $s_c(N, H, c', \phi', B', L)$ = fattori di forma della fondazione (vedere § 9.3.2);

d_γ , d_q , $d_c(\phi', B', D)$ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa della fondazione (vedere § 9.3.2);

i_γ , i_q , $i_c(N, H, c', \phi', B', L)$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico (vedere § 9.3.2);

D = affondamento della fondazione;

H = forza orizzontale agente alla quota di imposta delle fondazioni.

Il valore di capacità portante così calcolato deve essere confrontato con il carico agente sulla fondazione.

I valori da utilizzare per il coefficiente parziale γ_R , che dovranno essere conformi a quanto previsto dal rif. 15.1.1 al § 6.5.3.1.1, sono qui riportati in Tabella 8.2.

8.1.6 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Collasso per scorrimento sul piano di posa

La verifica di scorrimento sul piano di posa ha lo scopo di stabilire la capacità del muro di resistere allo scorrimento lungo il proprio piano di posa, indotto dalle spinte orizzontali prodotte dal terreno e dall'acqua.

A meno di particolari casi in cui la base di appoggio in fondazione sia sagomata in modo tale da garantire la rottura nel terreno, nelle verifiche di scorrimento viene trascurato il contributo della coesione del terreno.

La verifica assume la forma:

$$\tau_{lim} \leq \frac{\sigma' \cdot \tan(\phi')}{\gamma_R}$$

con il valore di γ_R definito dalla Tabella 6.5.1 al rif. 15.1.1 e qui riportato per comodità in Tabella 8.2.

8.1.7 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Ribaltamento

La verifica al ribaltamento ha lo scopo di stabilire la capacità del muro equivalente di resistere al ribaltamento, indotto dalle spinte orizzontali prodotte dal terreno e dall'acqua:

$$\frac{M_{STABILIZZANTI}}{M_{INSTABILIZZANTI}} \geq 1$$

Le NTC 2008 (rif. 15.1.1) al § 6.5.3.1.1 stabilisce che poiché “lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione”, questo “deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU)”. A questo scopo, vengono utilizzati “i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I” e i “coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte”.

8.1.8 Verifiche in fase di esercizio – Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti

Come richiesto dal rif. 15.1.1 al § 6.5.3.2, gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati nelle condizioni di esercizio, per “verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti”.

Si farà quindi riferimento a quanto riportato ai §§ 9.4.1, 9.4.2 e 9.4.3 della presente relazione.

8.1.9 Verifiche per azioni sismiche – Stati Limite Ultimi

In accordo con quanto già descritto ai §§ 8.1.4, 8.1.5, 8.1.6 e 8.1.7 per la condizione statica, anche per le azioni sismiche devono essere effettuate le verifiche di sicurezza seguenti:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento.

Nelle verifiche per azioni sismiche si fa riferimento alla combinazione definita dal rif. 15.1.1 al § 3.2.4:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$


in cui:

- G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (categoria non applicabile nell’ambito della presente relazione);
- P = pretensione e precompressione (categoria non applicabile nell’ambito della presente relazione);
- E = azioni derivanti dai terremoti;
- Q_{kj} = azioni variabili;
- ψ_{2j} = coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Le NTC 2008 (rif. 15.1.1) al § 7.11.6.2 prevedono che la valutazione della sicurezza possa essere effettuata mediante metodi-pseudostatici. A questo scopo, è stato utilizzato il metodo Mononobe-Okabe. Per una descrizione sintetica delle modalità di applicazione di questo metodo, si può fare per esempio riferimento al rif. 15.1.2 al § 4.4 dell’Allegato 4.

8.1.10 Verifiche per azioni sismiche – Stati Limite di Danno

In accordo con quanto previsto dal rif. 15.1.1 al § 7.11.6.2.2, devono essere condotte le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Danno.

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000100	REV. A00	FOGLIO 19 di 55
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

Visti i valori non elevati per le accelerazioni in sito, sono da attendersi deformazioni permanenti ridotte a seguito dell'evento sismico di progetto.

Per questi motivi, nel seguito la verifica dello Stato Limite di Danno sarà ricondotta alla verifica dello Stato Limite di Esercizio in condizioni statiche, presentata precedentemente al § 8.1.8.

8.2 Opere di sostegno flessibili (paratie)

8.2.1 Metodologia di calcolo

Il calcolo delle paratie viene eseguito in accordo con il § 6.5.3.1.2 del rif. 15.1.1, per quanto riguarda la verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi e degli Stati Limite di Esercizio. Per quanto riguarda la verifica della paratia in condizioni sismiche si fa invece riferimento al § 7.11.6.3 dello stesso documento.

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le fasi di lavoro (scavi, inserimento degli elementi di contrasto e dei tiranti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione, in fase elasto-plastica, tra terreno e paratia. Per questo scopo si impiega il programma di calcolo Paratie (vedere rif. 15.3.3).

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).


Il terreno viene schematizzato con molle secondo un modello elasto-plastico; questo reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva. Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

8.2.2 Stati Limite Ultimi

Le verifiche agli SLU vengono condotte con entrambe le combinazioni A1+M1 e A2+M2, applicando alle azioni ed ai parametri di resistenza i coefficienti presentati in Tabella 3.1, Tabella 3.2 e Tabella 8.2.

In accordo con quanto riportato dalle NTC 2008 (rif. 15.1.1), gli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico e idraulico sono i seguenti:

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento (vedere § 12.1 della presente relazione);
- sifonamento del fondo scavo (vedere § 12.2 della presente relazione);
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000100	REV. A00	FOGLIO 20 di 55
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

In accordo con quanto indicato al §§ 6.5.3.1.1 e 6.5.3.1.2 delle NTC 2008 (rif. 15.1.1), il contributo della resistenza passiva dei terreni antistanti l'opera di sostegno verrà ridotto del 50%, per garantire la compatibilità delle deformazioni.

8.2.3 Stati Limite di Esercizio

Le verifiche SLE vengono effettuate impiegando le azioni ed i parametri caratteristici del terreno e controllando che le deformazioni indotte dallo scavo siano compatibili con le preesistenze e la paratia stessa.

Anche per la verifica degli Stati Limite di Esercizio vale quanto detto al § 8.2.2 in merito alla riduzione del contributo della spinta passiva.

8.2.4 Calcolo delle spinte – Azioni statiche

Il calcolo delle spinte sulla paratia viene effettuato utilizzando il coefficiente di spinta attiva desunto dalla espressione di Coulomb ed il coefficiente di spinta passiva desunto dalla espressione di Caquot e Kerisel, tenendo conto in entrambi i casi dell'attrito tra terra e muro ($\delta = 0,3\phi'$ = attrito fra terreno e palancola in acciaio).

8.2.5 Calcolo delle spinte – Azioni sismiche

Le verifiche sismiche della paratia vengono eseguite mediante analisi pseudo-statica, in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

Il calcolo delle spinte viene effettuato secondo quanto definito in dettaglio al § 4.4 dell'Allegato 4 al rif. 15.1.2.

8.2.6 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Stabilità globale del complesso opera di sostegno–terreno

Il rif. 15.1.1 al § 6.5.3.12 prevede che le verifiche di stabilità possano essere eseguite solo utilizzando la Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Le analisi di stabilità sono condotte mediante il codice di calcolo STABL 3.0 prodotto e distribuito da GSS (Geotechnical Software Solutions, si veda il rif. 15.3.2).

Tale programma si basa sul metodo dell'equilibrio limite ed effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. In particolare, nelle analisi eseguite, la superficie critica viene ricercata mediante il metodo di Janbu o in alternativa il metodo di Spencer.

Nei grafici contenenti i risultati delle analisi, tra tutte le superfici analizzate vengono riportate le n° 10 superfici con i fattori di sicurezza minori.

Ai fini dell'inclusione dei risultati ottenuti nella procedura di progettazione mediante l'approccio agli stati limite, i fattori di sicurezza calcolati dovranno risultare superiori al valore del coefficiente parziale γ_R , il cui valore è fornito dalla Tabella 6.8.1 al rif. 15.1.1 e qui riportato in Tabella 8.1.

8.2.7 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera

La verifica al collasso per rotazione sarà eseguita mediante il programma Paratie (vedere § 8.2.1), facendo riferimento alle Combinazioni 1 e 2 dell'Approccio 1.

8.2.8 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite verticale

La verifica al collasso per carico limite verticale sarà condotta facendo riferimento alle Combinazioni 1 e 2 dell'Approccio 1, per i casi in cui i carichi verticali applicati in testa alle paratie siano non trascurabili.

In particolare, la verifica sarà eseguita mediante le tecniche utilizzate per le fondazioni indirette (vedere § 10.2.2).

8.2.9 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Sfilamento degli ancoraggi

La resistenza allo sfilamento di progetto R_d viene calcolata in accordo con il § 6.6 del rif. 15.1.1. In sintesi, il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio " R_{ak} " si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel primo caso, il valore della resistenza caratteristica " R_{ak} " è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Nel secondo caso, si applicano i fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} :

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

I valori dei fattori di correlazione sono riportati alle Tabelle 6.6.II e 6.6.III delle NTC 2008 (rif. 15.1.1). Queste tabelle sono riportate per comodità in Tabella 8.3 e in Tabella 8.4.

In aggiunta, il valore del coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi viene determinato in funzione del tipo di ancoraggio, permanente o temporaneo.

La resistenza massima del tirante viene valutata facendo riferimento all'espressione:

$$N_{max} = \frac{f_{p(1)k} A_s n_{trefoli}}{\gamma_s}$$

con:

$f_{p(1)k}$ = tensione convenzionale caratteristica di snervamento;

A_s = area del singolo trefolo;

$n_{trefoli}$ = numero trefoli per tirante;

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio = 1.15.

Per verificare la resistenza allo sfilamento dei bulbi d'ancoraggio per i micropali e per le funi metalliche cementate in foro, si fa riferimento alla teoria di Bustamante e Doix (1985).

In particolare la resistenza allo sfilamento del bulbo viene calcolata come:

$$R_{calcolo} = \pi * \alpha * D * L * q_{sd}$$

con:

- α = coefficiente che tiene conto dell'incremento di diametro del bulbo rispetto alla dimensione iniziale della perforazione;
- D = diametro della perforazione;
- L = lunghezza utile del bulbo d'ancoraggio;
- q_{sd} = resistenza mobilizzata lungo la superficie laterale del bulbo, valutata mediante i diagrammi forniti da Bustamante e Doix (1985) in funzione del tipo di terreno all'interno del quale è realizzato il bulbo di ancoraggio.

8.2.10 Verifiche di sicurezza – Stati Limite Ultimi – Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate

Quando applicabile, per i casi di paratie realizzate in materiali coesivi, la verifica di "instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate" sarà eseguita mediante il programma Paratie (vedere § 8.2.1), facendo riferimento alle Combinazioni 1 e 2 dell'Approccio 1.

8.2.11 Verifiche in fase di esercizio – Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti

Il calcolo degli spostamenti indotti dalla realizzazione delle paratie sarà eseguito mediante il programma Paratie (vedere § 8.2.1), in accordo con il § 6.5.3.2 del rif. 15.1.1 e il § 8.2.1 di questa relazione.

8.2.12 Verifiche per azioni sismiche – Stati Limite Ultimi

Le verifiche agli SLU elencate ai paragrafi precedenti devono essere eseguite anche per il caso di sisma.

Il rif. 15.1.1 al § 7.11.6.3 definisce le prescrizioni per questo caso particolare, oltre ai requisiti particolari per la verifica dei sistemi di vincolo.

8.2.13 Verifiche per azioni sismiche – Stati Limite di Danno


Il rif. 15.1.1 non richiede esplicitamente l'esecuzione di verifiche nei confronti dello Stato Limite di Danno.

Inoltre, visti i valori non elevati per le accelerazioni in sito, sono da attendersi deformazioni permanenti ridotte a seguito dell'evento sismico di progetto.

Per questi motivi, nel seguito la verifica dello Stato Limite di Danno sarà ricondotta alla verifica dello Stato Limite di Esercizio in condizioni statiche, presentata precedentemente al § 8.2.11.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 8.1 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (da rif. 15.1.1)

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66039-00010-A00.doc	04RGEII100010000000100	A00	23 di 55

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 8.2 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (da rif. 15.1.1)

numero degli ancoraggi di prova	1	2	>2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Tabella 8.3 - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova. (da rif. 15.1.1)

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tabella 8.4 - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine (da rif. 15.1.1)

APPROVATO SDP

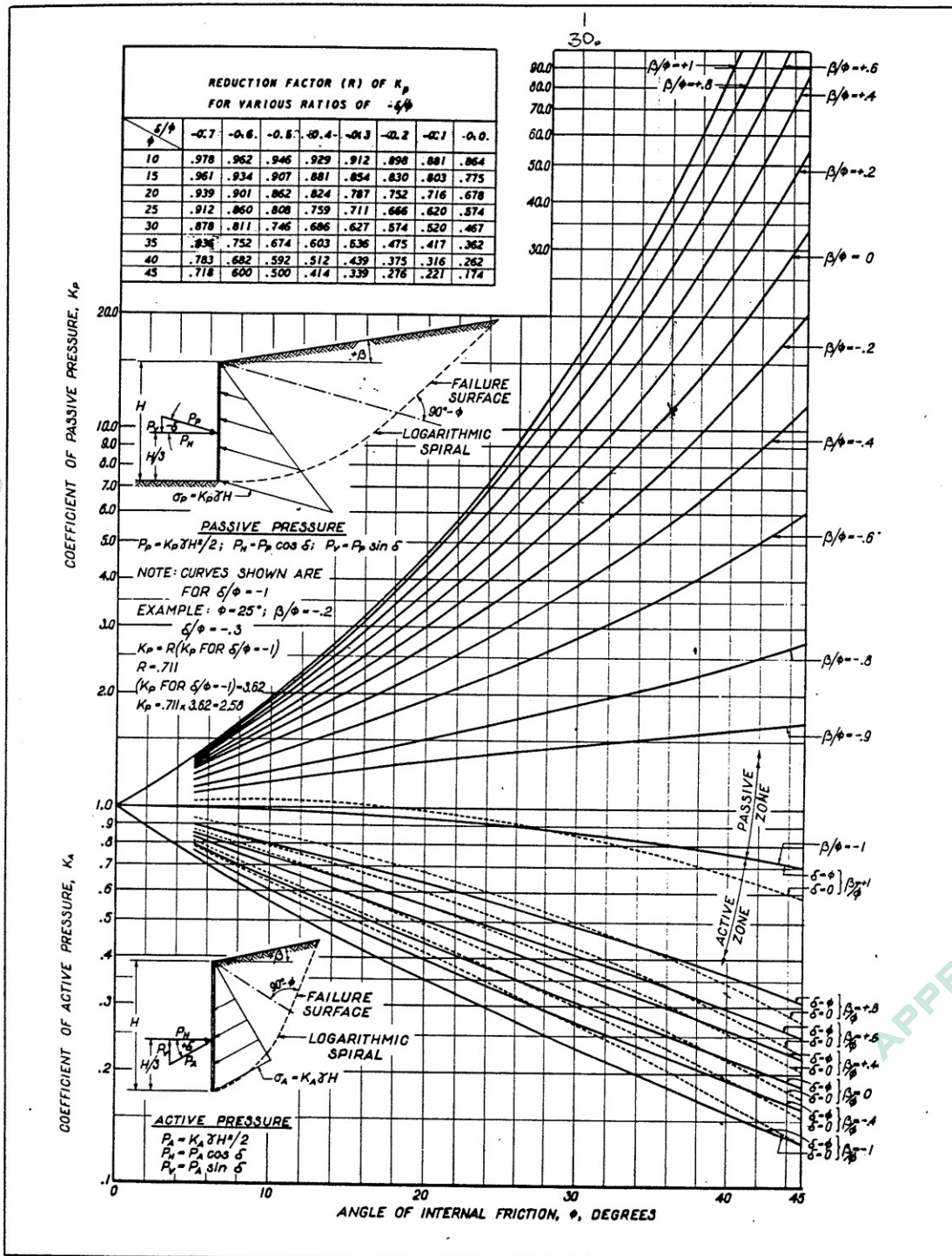


FIGURE 10-3
Active and Passive Coefficients with Wall Friction (Sloping Backfill)

Figura 8.1 – Coefficienti di spinta attiva e passiva secondo Caquot-Kerisel (1948)

9. FONDAZIONI DIRETTE

9.1 Metodologia di calcolo

La progettazione di opere di fondazione dirette (superficiali) deve essere eseguita in accordo con le prescrizioni delle NTC 2008 (rif. 15.1.1) al § 6.4.2.

Secondo quanto riportato al § 6.4.2.1 dello stesso riferimento, devono essere effettuate le seguenti verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi:

- verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- scorrimento sul piano di posa.

Per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza, è stato adottato l'Approccio 1, che implica l'esecuzione contemporanea di due verifiche:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M2+R2).

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno è richiesta solo nei casi in cui l'opera di fondazione si trovi "su o in prossimità di pendii naturali o artificiali". Inoltre, la verifica di stabilità globale deve essere eseguita utilizzando la sola Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Ai fini del dimensionamento della fondazione superficiale, dovrà essere fatto riferimento alla condizione più critica tra quelle ottenute mediante le due combinazioni.

9.2 Considerazioni particolari per i carichi orizzontali

Una frazione del carico orizzontale agente in corrispondenza dell'estradosso del plinto di fondazione può essere sostenuta dal terreno posto a fianco del plinto, in analogia con quanto riportato al § 6.5.3.1.1 delle NTC 2008 (rif. 15.1.1) per le opere di sostegno.

Questa frazione deve essere scorporata dal valore totale del carico orizzontale, prima dell'esecuzione delle verifiche.

Il valore della frazione da scorporare è proporzionale a quello di spinta passiva del terreno posto a fianco del plinto:

$$\sigma_{H-P}(z) = \gamma \cdot z \cdot K_P + 2 \cdot c' \cdot (k_P)^{0.5}$$

$$S_P = \{[\sigma_{H-P}(z=0m) + \sigma_{H-P}(z=h_P)] \cdot h_P / 2\} \cdot L / F_{sp}$$

in cui:

z = profondità;

S_P = spinta passiva;

h_P = spessore del plinto di fondazione;

L = larghezza del plinto di fondazione;

F_{sp} = fattore di riduzione applicato sulla spinta passiva, per garantire la compatibilità delle deformazioni = 2.

9.3 Verifiche di sicurezza

9.3.1 Stati Limite Ultimi – Stabilità globale del complesso fondazione–terreno

Il rif. 15.1.1 al § 6.5.3.12 prevede che le verifiche di stabilità possano essere eseguite solo utilizzando la Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Le analisi di stabilità sono condotte mediante il codice di calcolo STABL 3.0 prodotto e distribuito da GSS (Geotechnical Software Solutions, si veda il rif. 15.3.2).

Tale programma si basa sul metodo dell'equilibrio limite ed effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. In particolare, nelle analisi eseguite, la superficie critica viene ricercata mediante il metodo di Janbu o in alternativa con il metodo di Spencer.

Nei grafici contenenti i risultati delle analisi, tra tutte le superfici analizzate vengono riportate le n° 10 superfici con i fattori di sicurezza minori.

Ai fini dell'inclusione dei risultati ottenuti nella procedura di progettazione mediante l'approccio agli stati limite, i fattori di sicurezza calcolati dovranno risultare superiori al valore del coefficiente parziale γ_R , il cui valore è fornito dalla Tabella 6.8.1 al rif. 15.1.1 e qui riportato in Tabella 8.1.

9.3.2 Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

9.3.2.1 Calcolo per una stratigrafia omogenea, costituita da materiale granulare

Ai fini del calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale, si considera omogenea una stratigrafia il cui strato più superficiale sia dotato di uno spessore superiore alla dimensione B della fondazione stessa.

La valutazione del carico limite ultimo per rottura del terreno è stata effettuata sulla base delle prescrizioni contenute al § 6.4.2.1 del rif. 15.1.1.

Le verifiche sono eseguite mediante l'Approccio 1, che prevede il calcolo di due diverse combinazioni (vedere anche § 9.1).

Per entrambe le combinazioni di cui sopra, deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ con:

- R_d = valore di progetto della capacità portante
- E_d = azione o effetti dell'azione

Si fa riferimento alle combinazioni di carico agenti a quota intradosso magrone.

La capacità portante limite viene valutata con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con e_B ed e_L le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci B' ed L' sono espresse da:

$$B' = B - 2 \times e_B$$

$$L' = L - 2 \times e_L$$

La verifica viene effettuata utilizzando la formula di Brinch-Hansen (vedere per esempio il rif. 15.2.7 al § 8.24):

$$q_D = (1/2 B' \gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + q'_0 N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c) / \gamma_R$$

in cui:

q'_0 = sovraccarico laterale alla base della fondazione;

B' = larghezza effettiva della fondazione;

L = lunghezza della fondazione;

Società di Progetto
Brebemi SpA



- c' = coesione del terreno di fondazione;
 ϕ' = angolo d'attrito del terreno di fondazione;
 $N_q(\phi')$, $N_q(\phi')$, $N_c(\phi')$ = fattori di capacità portante;

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

- $i_\gamma, i_q, i_c (N, H, c', \phi', B', L)$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$$i_\gamma = \left[1 - 0.7 \frac{H}{N + B' \times L \times a} \right]^5$$

$$i_q = \left[1 - 0.5 \frac{H}{N + B' \times L \times a} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \left[\frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \phi'} \right]$$

- $s_\gamma, s_q, s_c (N, H, c', \phi', B', L)$ = fattori di forma della fondazione;

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \times \frac{B'}{L} \times i_\gamma$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \times \sin \phi' \times i_q$$

$$s_c = s_q - \left[\frac{1 - s_q}{N_c \times \tan \phi'} \right]$$

- $d_\gamma, d_q, d_c (\phi', B', D)$ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa della fondazione;


$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + \left[2 \tan \phi' \times (1 - \sin \phi')^2 \times \frac{D}{B'} \right] \text{ per } \frac{D}{B'} < 1$$

$$d_q = 1 + \left[2 \tan \phi' \times (1 - \sin \phi')^2 \times \arctan\left(\frac{D}{B'}\right) \right] \text{ per } \frac{D}{B'} > 1$$

$$d_c = d_q - \left[\frac{1 - d_q}{N_c \times \tan \phi'} \right]$$

- D = affondamento della fondazione;

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 28 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

- H = forza orizzontale agente alla quota di imposta delle fondazioni.
- γ_R = coefficiente parziale di riduzione delle resistenze, fornito dalla Tabella 6.4.I delle NTC 2008 (rif. 15.1.1).

9.3.2.2 Calcolo per una stratigrafia omogenea, costituita da materiale coesivo

Ai fini del calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale, si considera omogenea una stratigrafia il cui strato più superficiale sia dotato di uno spessore superiore alla dimensione B della fondazione stessa.

Se lo strato più superficiale ha natura coesiva, la relazione per il calcolo del valore di progetto della capacità portante assume la forma:

$$q_d = 1/\gamma_R (S_{u,d} N_c s^0_c d^0_c i^0_c + q_{lat,d})$$

in cui:

$S_{u,d}$ = valore di progetto della resistenza non drenata del terreno di fondazione

s^0_c, d^0_c, i^0_c = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione, della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del carico (calcolati in accordo con quanto definito dal rif. 15.2.7);

$q_{lat,d}$ = valore di progetto del sovraccarico totale agente ai bordi della fondazione.

Il valore di capacità portante così calcolato deve essere confrontato con il valore di progetto della pressione agente sulla fondazione.

Nel calcolo della capacità portante e del carico agente sulla fondazione devono essere considerati i coefficienti relativi alle combinazioni 1 e 2 dell'Approccio 1.

I valori del coefficiente γ_R , necessari per stabilire l'esito della verifica, sono riportati nella Tabella 6.4.I del rif. 15.1.1.

9.3.2.3 Calcolo per stratigrafie eterogenee

Il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale realizzata in corrispondenza di una stratigrafia non omogenea viene ricondotto a uno dei seguenti sottocasi:

- Caso 1: stratigrafia costituita da una alternanza di strati granulari/coesivi, con lo strato più superficiale coesivo;
- Caso 2: stratigrafia costituita da una alternanza di strati granulari/coesivi, con lo strato più superficiale granulare.

Per i due casi identificati, si farà uso dei metodi di calcolo proposti dal rif. 15.2.10, il cui grafico corrispondente è qui richiamato in Figura 9.1.

CASO 1

Nei casi in cui la stratigrafia sia costituita da una alternanza di strati granulari/coesivi aventi spessori inferiori alla dimensione B della fondazione e nel caso in cui lo strato più superficiale sia coesivo, si utilizza la parte 1 del grafico riportato in Figura 9.1, facendo così riferimento al caso di materiale meno resistente posto al di sopra di un materiale più resistente.

In particolare, si assume T uguale alla somma degli spessori degli strati di materiale coesivo presenti e si ottiene dal grafico il corrispondente valore del fattore di capacità portante modificato (che per maggiore chiarezza si indica qui con N_c^*).

Si ottiene quindi il valore della capacità portante di progetto q_D :

$$q_d = \frac{1}{\gamma_R} (N_c^* \times S_{U,d} + q_{lat,d})$$

in cui:

- γ_R coefficiente parziale di riduzione delle resistenze
 $S_{U,d}$ valore di progetto della resistenza non drenata dello strato più superficiale
 $q_{lat,d}$ valore di progetto del sovraccarico laterale

CASO 2

Anche nei casi in cui la stratigrafia sia costituita da una alternanza di strati granulari/coesivi aventi spessori inferiori alla dimensione B della fondazione ma con lo strato più superficiale granulare, si utilizza la parte 1 del grafico riportato in Figura 9.1.

La verifica viene ancora eseguita in corrispondenza dello strato coesivo più superficiale, avendo però cura di ripartire su un'area maggiore le pressioni applicate in corrispondenza della quota di imposta della fondazione. Il valore dell'area da considerare nella verifica si ottiene ipotizzando una redistribuzione trapezoidale con una inclinazione di 30° rispetto alla verticale.

Formalmente la verifica risulta così analoga a quella corrispondente al caso 1, avendo però cura di correggere il valore della capacità portante di progetto (a livello della quota d'imposta della fondazione) come segue:

$$q_d = \frac{1}{\gamma_R} (N_c^* \times S_{U,d} + q_{lat,d}) \frac{B + 2H \tan 30^\circ}{B}$$

in cui:

- γ_R coefficiente parziale di riduzione delle resistenze
 $S_{U,d}$ valore di progetto della resistenza non drenata dello strato più superficiale
 $q_{lat,d}$ valore di progetto del sovraccarico laterale
 B è la larghezza della fondazione;
 H è la distanza tra la quota d'imposta della fondazione ed il primo strato coesivo.

9.3.3 Stati Limite Ultimi – Collasso per scorrimento sul piano di posa

La verifica di scorrimento sul piano di posa ha lo scopo di stabilire la capacità della fondazione superficiale di resistere allo scorrimento lungo il proprio piano di posa, indotto dalle spinte orizzontali trasmesse alla fondazione dalla struttura.

A meno di particolari casi in cui la base di appoggio in fondazione sia sagomata in modo tale da garantire la rottura nel terreno, nelle verifiche di scorrimento viene trascurato il contributo della coesione del terreno, poiché si ritiene che il contributo di questo parametro venga annullato durante il procedimento di costruzione della fondazione.

La verifica consiste quindi in:

$$\tau_{\text{lim}} \leq \frac{\sigma' \cdot \tan(\phi')}{\gamma_R}$$

con il valore di γ_R definito dalla Tabella 6.4.I al rif. 15.1.1.

9.4 Verifiche in fase di esercizio

9.4.1 Stati Limite di Esercizio – Valutazione dei cedimenti

I cedimenti attesi sono stati stimati utilizzando l'espressione del cedimento monodimensionale:

$$\delta = K_r \sum_i \frac{\Delta\sigma_{vi} \Delta H_i}{E_i}$$

in cui:

K_r = coefficiente di rigidezza della fondazione (1 se flessibile, 0.85 se rigida);

ΔH_i = spessore dello strato i-esimo in cui è stato suddiviso, ai fini del calcolo, il terreno di fondazione;

$\Delta\sigma_{vi}$ = incremento di pressione verticale medio nello strato i-esimo causato dai carichi esterni attesi;

E_i = modulo elastico medio nello strato i-esimo.

La sommatoria dei cedimenti viene prudenzialmente estesa fino alla profondità alla quale l'incremento di pressione verticale $\Delta\sigma_{vi}$ risulta inferiore al 15 % della pressione verticale efficace preesistente.

L'incremento di pressione verticale sotto le fondazioni è valutato utilizzando la teoria del semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq. Nel caso in cui si utilizzi a questo fine il valore del modulo di elasticità a piccole deformazioni E'_{01} (vedere § 2.2.3), occorre verificare che il livello deformativo corrispondente, stimato mediante il rapporto tra il cedimento e il lato della fondazione, non sia superiore allo 0.1%.

9.4.2 Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti orizzontali

Per il caso di una fondazione quadrata o rettangolare gli spostamenti orizzontali s_h indotti da una forza orizzontale H parallela al lato B possono essere calcolati mediante:

$$s_h = \frac{H(1-\nu'^2)}{\beta_x \sqrt{BLE'}}$$

in cui:

ν' = coefficiente di Poisson = 0.25

E' = modulo di Young operativo

L = dimensione ortogonale al lato B

β_x = coefficiente di influenza, il cui valore è definito in Tabella 9.1

9.4.3 Stati Limite di Esercizio – Valutazione delle rotazioni

Per il caso di fondazioni rettangolari, le rotazioni possono essere calcolate mediante le relazioni:

$$\theta_L = \frac{yM_x}{\left(\frac{L}{2}\right)^3 E'}$$

$$\theta_B = \frac{yM_y}{\left(\frac{B}{2}\right)^3 E'}$$

in cui:

θ_L = rotazione nella direzione del lato di dimensioni L;

M_x = momento nella direzione del lato di dimensioni L;

θ_B = rotazione nella direzione del lato di dimensioni L;

M_y = momento nella direzione del lato di dimensioni L;

E' = modulo di Young operativo;

y = coefficiente di influenza, ricavabile dalla Figura 9.2;

H = spessore dello strato compressibile;

Per il caso di fondazioni circolari invece:

$$\theta = \frac{M(1-\nu'^2)}{4R^3 XE}$$

in cui:

R = raggio della fondazione;

$X = a_1/3 + a_3/5$ = coefficiente di influenza ricavabile dalla Tabella 9.2.

9.5 Verifiche per azioni sismiche

9.5.1 Stati Limite Ultimi

In accordo con quanto richiesto dal § 7.11.5.3.1 del rif. 15.1.1, anche per le verifiche sismiche devono essere considerati i seguenti Stati Limite Ultimi:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- scorrimento sul piano di posa.

I metodi di calcolo sono quelli precedentemente descritti ai §§ 9.3.1, 9.3.2 e 9.3.3. Inoltre, a meno dei coefficienti parziali sulle azioni agenti, le verifiche corrispondono a quanto riportato negli stessi paragrafi.

9.5.2 Stati Limite di Danno

In accordo con quanto previsto dal rif. 15.1.1 al § 7.11.5.3.1, devono essere condotte le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Danno.

Visti i valori non elevati per le accelerazioni in sito, sono da attendersi deformazioni permanenti ridotte a seguito dell'evento sismico di progetto.

Per questi motivi, nel seguito la verifica dello Stato Limite di Danno sarà ricondotta alla verifica dello Stato Limite di Esercizio in condizioni statiche, presentata precedentemente al §§ 9.4.1 e 9.4.2.

v*	L/B						
	0.5	1	1.5	2	3	5	10
0.1	1.040	1.000	1.010	1.020	1.050	1.150	1.250
0.2	0.990	0.938	0.942	0.945	0.975	1.050	1.160
0.3	0.926	0.868	0.864	0.870	0.906	0.950	1.040
0.4	0.844	0.792	0.770	0.784	0.806	0.850	0.940
0.5	0.770	0.704	0.692	0.686	0.700	0.732	0.840

Tabella 9.1 – Valori di β_x (da 15.2.9)

H/R (-)	α_1	α_3
0.25	4.23	-2.33
0.5	2.14	-0.70
1	1.25	-0.10
1.5	1.10	-0.03
2	1.04	0

Tabella 9.2 – Coefficienti α_1 e α_3 (da 15.2.9)

APPROVATO SDP

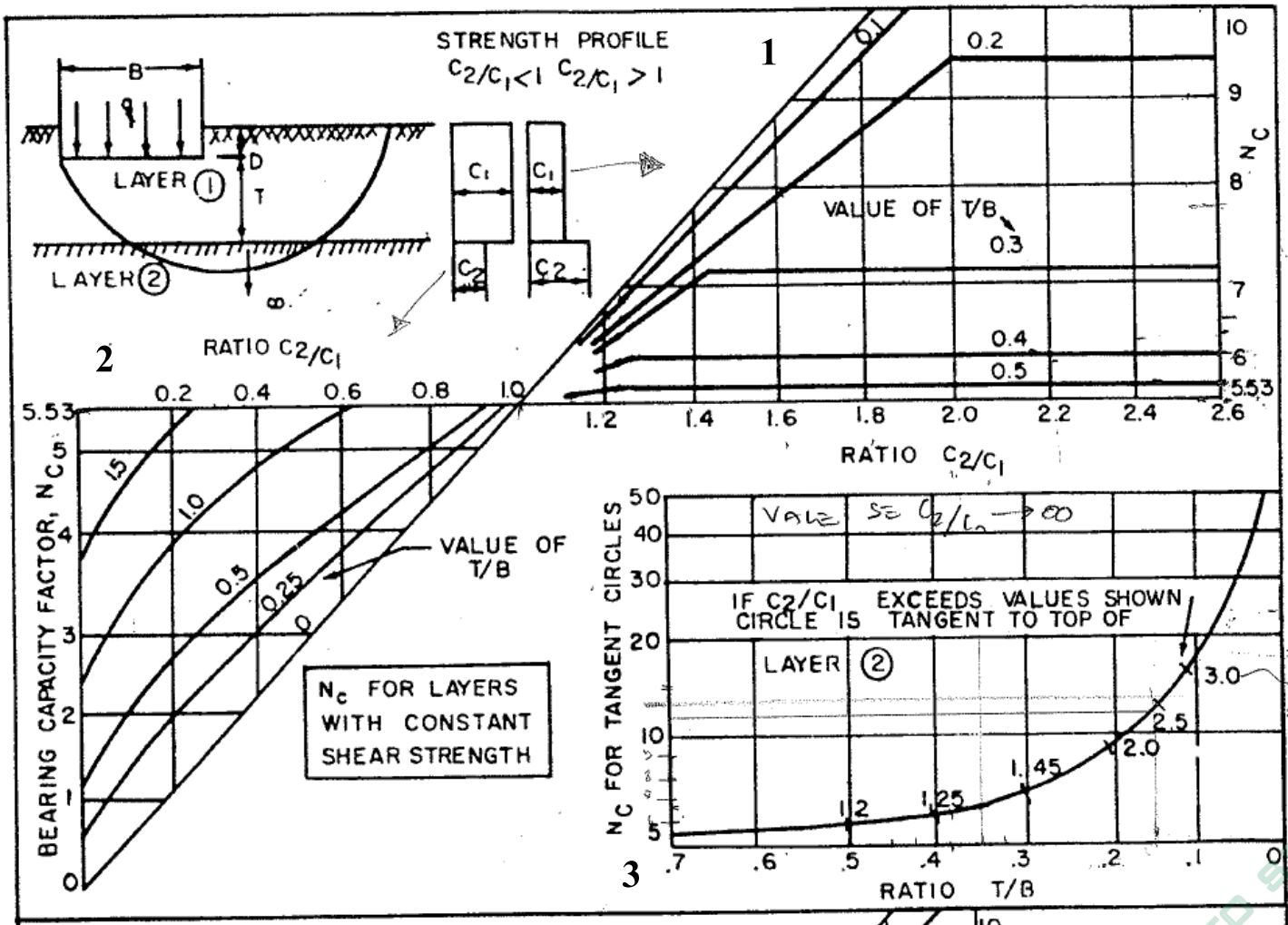


Figura 9.1 – Diagrammi per la determinazione del fattore di capacità portante modificato (da 15.2.10)

APPROVATO EDP

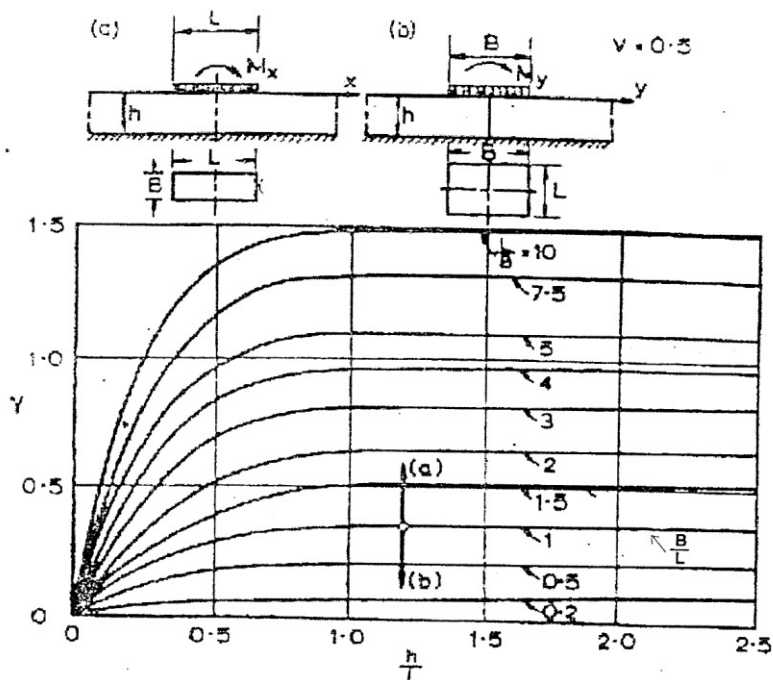


Figura 9.2 – Coefficiente di influenza Y per il calcolo della rotazione di fondazioni dirette di forma rettangolare (da 15.2.9)

10. FONDAZIONI PROFONDE – PALI

10.1 Metodologia di calcolo

La progettazione di opere di fondazione indirette (fondazioni su pali) deve essere eseguita in accordo con le prescrizioni del rif. 15.1.1 al § 6.4.3.


Secondo quanto riportato al § 6.4.3.1 dello stesso riferimento, devono essere effettuate le seguenti verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi:

- verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali.

Per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza, è stato adottato l'Approccio 1, che implica l'esecuzione contemporanea di due verifiche:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M1+R2).

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno è richiesta solo nei casi in cui l'opera di fondazione si trovi "su o in prossimità di pendii naturali o artificiali". Inoltre, la verifica di stabilità globale deve essere eseguita utilizzando la sola Combinazione 2 dell'Approccio 1.

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000100	REV. A00	FOGLIO 35 di 55
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

Ai fini del dimensionamento della fondazione profonda, dovrà essere fatto riferimento alla condizione più critica tra quelle ottenute mediante le due combinazioni.

10.2 Verifiche di sicurezza

10.2.1 Stati Limite Ultimi – Stabilità globale del complesso opera di sostegno–terreno

Il rif. 15.1.1 al § 6.5.3.12 prevede che le verifiche di stabilità possano essere eseguite solo utilizzando la Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Le analisi di stabilità sono condotte mediante il codice di calcolo STABL 3.0 prodotto e distribuito da GSS (Geotechnical Software Solutions, si veda il rif. 15.3.2).

Tale programma si basa sul metodo dell'equilibrio limite ed effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. In particolare, nelle analisi eseguite, la superficie critica viene ricercata mediante il metodo di Janbu o in alternativa il metodo di Spencer.

Nei grafici contenenti i risultati delle analisi, tra tutte le superfici analizzate vengono riportate le n° 10 superfici con i fattori di sicurezza minori.

Ai fini dell'inclusione dei risultati ottenuti nella procedura di progettazione mediante l'approccio agli stati limite, i fattori di sicurezza calcolati dovranno risultare superiori al valore del coefficiente parziale γ_R , il cui valore è fornito dalla Tabella 6.8.I al rif. 15.1.1 e qui riportato in Tabella 8.1.

10.2.2 Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali

La valutazione del carico limite ultimo per rottura del terreno è stata effettuata sulla base delle prescrizioni contenute al § 6.4.3.1.1 del rif. 15.1.1.

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno totale del palo.

Il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni (E_d) viene definito mediante i coefficienti parziali di cui alla tabella 6.2.I del rif. 15.1.1.

Il valore caratteristico della resistenza al carico assiale R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ_3, ξ_4 riportati nella tabella 6.4.IV del rif. 15.1.1 alle resistenze limite R_{cal} calcolate, secondo la relazione:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

La resistenza di progetto (R_d) si otterrà applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale γ_R , assunto in accordo con la tabella 6.4.II del rif. 15.1.1.

La resistenza ultima del palo può essere espressa come:

$$Q_u = Q_l + Q_b = \sum_i A_{si} f_i + A_b q_b$$

in cui:

Q_u = carico verticale limite di compressione;

Q_l = aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del palo;

Q_b = aliquota della portata limite relativa alla base del palo;

Società di Progetto
Brebemi SpA



A_{si} = area della superficie laterale del palo relativa al tronco i -esimo in cui si è suddiviso il palo ai fini del calcolo;

f_i = aderenza limite media nel tratto i -esimo del palo;

A_b = area di base del palo;

q_b = pressione limite relativa alla base del palo.

Nell'utilizzo delle espressioni sopra riportate in terreni stratificati si avrà l'accortezza di limitare la pressione ultima di base in prossimità del limite di passaggio con uno strato meno resistente.

In particolare entro i primi 3÷5 diametri di affondamento in uno strato più resistente di quello sottostante, la portata di base del palo sarà valutata interpolando fra il valore corrispondente allo strato superiore meno resistente e quello dello strato più resistente. Analogamente ci si comporterà nella fascia di spessore di 3÷5 diametri del palo in prossimità del limite inferiore dello strato più resistente.

10.2.2.1 Pressione limite di base

Nei terreni coesivi, per la valutazione della pressione limite di base q_b si segue il seguente criterio:

$$q_b = N_c \times c_u$$

in cui:

N_c = fattore di capacità portante = 9;

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in prossimità della base del palo.

Nei materiali granulari, la pressione limite di base viene calcolata mediante il metodo di Berezantzev (vedere per esempio Jamiolkowski, 2003):

$$q_b = \gamma' \times D \times B_k$$

in cui:

D = diametro del palo;

B_k = fattore di capacità portante, funzione della lunghezza e del diametro del palo e dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (vedere per esempio il diagramma riportato in Jamiolkowski, 2003, qui riportato per maggiore chiarezza in Figura 10.1).

10.2.2.2 Aderenza laterale limite

La aderenza laterale limite può essere valutata, rispettivamente per terreni coesivi ed incoerenti, con riferimento ai seguenti criteri (Reese & O'Neill):

Terreni coesivi:

$$f_i = \alpha_i \times c_{ui}$$

in cui:

α_i = coefficiente di adesione laterale = 0.5

c_{ui} = resistenza al taglio in condizioni non drenate media nel tratto i -esimo di palo considerato;

Terreni incoerenti:

per depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi:

$$f_i = \beta \times \sigma_{vi} \leq f_{\max}$$

dove al coefficiente empirico β possono essere assegnati i seguenti valori:

- per i depositi sabbiosi:

$$\beta = 1.5 - 0.42 \times (z)^{0.34}$$

con la limitazione:

$$0.25 \leq \beta \leq 1.2$$

- per i depositi sabbioso-ghiaiosi e depositi ghiaiosi:

$$\beta = 2.0 - 0.15 \times (z)^{0.75}$$

con la limitazione:

$$0.25 \leq \beta \leq 1.8$$

Il valore di f_{\max} viene stimato come:

$$f_{\max} = 3 \times N_{\text{SPT}} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} \leq 53$$

$$f_{\max} = 142 + 0.32 \times N_{\text{SPT}} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} > 53$$

10.2.2.3 Osservazioni su livello deformativo per mobilitazione portate limite

Con riferimento ai §§ 10.2.2.1 e 10.2.2.2 si osserva che i livelli deformativi richiesti per la mobilitazione della portata limite di base e per la portata limite laterale sono tra loro diversi.

Per quanto riguarda la portata limite di base, il metodo di Berezantzev riportato al § 10.2.2.1 fornisce valori della portata limite di base corrispondenti a cedimenti del palo singolo pari al 10÷15% del diametro del palo, ovvero 15÷20 cm per pali da 1.2 m.

Al contrario, il valore di portata limite laterale calcolato con i metodi presentati al § 10.2.2.2 viene mobilitato per un livello deformativo più ridotto, corrispondente a cedimenti del palo singolo inferiori di un ordine di grandezza rispetto a quelli assunti dal metodo di Berezantzev per le portate di base, ovvero 5÷10 mm.

Per questi motivi, nell'utilizzo delle curve di capacità assiale per la determinazione delle lunghezze palo non possono essere accettate soluzioni per le quali il contributo della portata di base alla portata assiale totale sia prevalente o dello stesso ordine della portata per attrito laterale. Questa condizione si ottiene tipicamente per pali tozzi, caratterizzati da rapporti "lunghezza/diametro" poco superiori a 10.

Per questi casi, la lunghezza palo deve essere opportunamente incrementata, in modo da soddisfare almeno la condizione:

$$N_{\text{esercizio}} = 1.1 \div 1.25 \cdot Q_{\text{di progetto, laterale}}$$

in cui $N_{\text{esercizio}}$ è il valore rappresentativo del carico verticale di esercizio agente sul palo e $Q_{\text{di progetto, laterale}}$ è il valore della portata limite laterale del palo, già ridotta per i coefficienti parziali applicabili previsti dal Testo Unico al rif. 15.1.1.

10.2.2.4 Carichi assiali per gruppi di pali

Nota il valore del momento di incastro dei pali nel plinto per effetto delle forze orizzontali esterne in direzione x e y , si valuterà innanzitutto il momento complessivo (in valore e segno) dai primi applicato sul secondo:

$$- (M_{\text{incastro pali}})_x = r \times (M_0)_x$$

$$- (M_{\text{incastro pali}})_y = r \times (M_0)_y$$

essendo r – il numero totale dei pali di sostegno del plinto.

La direzione di rotazione dello stesso è facilmente ricavabile tenendo presente che essa è opposta a quella del momento agente sul palo (si riporta cioè sul plinto la “reazione” di incastro che i pali su di lui esercitano quando il plinto stesso ne impedisce la rotazione della testa).

Ponendo:

$$- (M_{\text{tot}})_x = M_x + (M_{\text{incastro pali}})_x$$

$$- (M_{\text{tot}})_y = M_y + (M_{\text{incastro pali}})_y$$

si ha:

$$N_i = (N/r) \pm [(M_{\text{tot}})_x \times (x_i / \sum x_j^2)] \pm [(M_{\text{tot}})_y \times (y_i / \sum y_j^2)] \quad [F]$$

essendo:

r = numero totale dei pali in gruppo [-]

x_i, y_i = coordinate dell'asse della testa del palo i -mo considerato in un sistema di riferimento passante per il baricentro (lo stesso cui sono riferiti i momenti flettenti esterni)

$\sum x_j^2, \sum y_j^2$ = somma dei quadrati delle distanze dal baricentro x_j ed y_j dei pali costituenti il plinto.

Il valore massimo di N_i verrà moltiplicato per un fattore pari a 1.1, allo scopo di incorporare l'effetto di gruppo nella procedura adottata. Il valore finale ottenuto verrà utilizzato per la verifica delle sollecitazioni nel palo e per dimensionarne la lunghezza.

10.2.3 Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione

Il calcolo della capacità a sfilamento viene eseguito in analogia a quanto riportato sopra per il calcolo della capacità assiale di un palo nei confronti di carichi di compressione.

Rispetto a quanto previsto al § 10.2.2, la procedura viene così modificata:

- viene annullato il contributo della portata di base del palo;
- con riferimento alla sola Combinazione 2, il coefficiente parziale γ_R da applicare alla resistenza laterale assume un valore diverso, in accordo con la tabella 6.4. II del rif. 15.1.1.

10.2.4 Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali

Siano:

N = risultante dei carichi verticali agente a quota testa pali applicata al baricentro della palificata [F];

H = risultante delle forze orizzontali allo stesso livello nelle direzioni degli assi orizzontali x e y (con componenti H_x e H_y) [F];

M_x, M_y = componenti del momento risultante alla stessa quota, agenti nel baricentro della palificata, rispettivamente nei piani contenenti gli assi orizzontali x e y [F×L];

r = numero di pali del gruppo [-];

x_i, y_i = coordinate dell'asse del palo i -mo, riferite al baricentro della palificata [L].

Si trascura, in prima approssimazione l'effetto "gruppo".

Il taglio (h) agente su ciascun palo vale:

$$h_x = H_x / r \text{ (uguale per tutti i pali) [F]}$$

$$h_y = H_y / r \text{ (uguale per tutti i pali) [F]}$$

Le verifiche delle sollecitazioni per i soli pali posti alla periferia del plinto si eseguiranno per valori della forza orizzontale agente pari a $\cong 1.1 \times h_x$ e $1.1 \times h_y$. Tale approccio tiene empiricamente conto del possibile incremento delle stesse in conseguenza dell'"effetto gruppo" (per i pali "interni", le forze orizzontali sono in generale inferiori al valore medio). Il valore adottato per il coefficiente moltiplicativo è in linea con i risultati comunemente forniti per casi analoghi dal codice di calcolo GROUP (rif. 15.3.4).

Il rif. 15.1.1 al § 6.4.3.1 richiede l'esecuzione di verifiche di sicurezza con riferimento al "collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali".

A questo scopo viene utilizzato il "metodo delle curve p-y", implementato nel codice di calcolo LPILE® (rif. 15.3.1). Una descrizione dettagliata di questo metodo è disponibile nei manuali che accompagnano il programma.

Alle curve calcolate dovranno essere applicati i valori opportuni dei coefficienti di riduzione ξ_3 e ξ_4 , analogamente a quanto già presentato per il calcolo della portata assiale di progetto.

Ai fini della riduzione delle resistenze richiesta dall'Approccio 1 – Combinazione 2, le curve p-y saranno opportunamente scalate secondo il coefficiente parziale γ_R .

Per ogni opera saranno ricavati i diagrammi:

- azione orizzontale a testa palo – deformata del palo;
- azione orizzontale a testa palo – azione di taglio indotta nel palo;
- azione orizzontale a testa palo – momenti flettenti indotti nel palo.

Saranno inoltre calcolate le curve p-y in corrispondenza di diverse profondità dal piano campagna.

10.3 Verifiche in fase di esercizio

10.3.1 Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti verticali – Metodo della fondazione equivalente

Il calcolo della componente verticale degli spostamenti sarà eseguito in accordo con il "metodo monodimensionale" esteso al caso di una palificata, che permette di calcolare il cedimento massimo in corrispondenza del centro della fondazione. Questo metodo è già stato presentato al § 9.4.1 per il caso di una fondazione superficiale.

In particolare, si farà riferimento ai metodi proposti da Tomlinson (1987 e 1995), che permettono di calcolare il cedimento indotto dalla palificata mediante l'introduzione di una piastra equivalente. In particolare saranno utilizzati i metodi per il caso di pali sospesi e per il caso di pali che penetrano in uno strato di terreni granulari addensati. Questi due metodi sono descritti graficamente in Figura 10.2 a) e Figura 10.2 b).

Per il caso particolare delle fondazioni di viadotti, saranno calcolati i valori attesi per gli spostamenti verticali differenziali, ottenuti sottraendo ai carichi totali i pesi dei plinti, dei terreni

APPROVATO SDR

Firmato per il progetto
dei terreni



di ricoprimento, dei pulvini, dei fusti delle pile e il 50% del pesi degli impalcati. Questa procedura è conforme a quanto definito nel documento al rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

10.3.2 Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti verticali – Cedimento del palo singolo

La valutazione della curva carico-cedimento del palo singolo è effettuata con il metodo delle curve di trasferimento t-z e q-z.

In base a tale metodo il palo è schematizzato con un elemento cilindrico caratterizzato da un modulo elastico E_p , mentre il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite delle molle caratterizzate da leggi non lineari che correlano la tensione tangenziale sviluppabile lungo il fusto “t” o la portata di base “q” con lo spostamento locale verso il basso “z”.

Il cedimento della testa del palo per un determinato carico assegnato a testa palo si ottiene risolvendo l'equazione differenziale (si veda ad esempio il rif. 15.2.18):

$$\frac{dQ_z}{dz} = E_p \times A_p \times \frac{d^2 s_{vz}}{dz^2}$$

in cui:

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa palo

A_p = area della sezione del palo

Q_z = carico assiale agente nella sezione di palo di coordinata z

s_{vz} = spostamento assiale nella sezione di palo di coordinata z

Si considerano le curve proposte da Reese & Wang (1990), riportate anche dalla Tabella 10.1 alla Tabella 10.4.

10.3.3 Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti orizzontali

Il calcolo dello spostamento orizzontale della testa del palo è eseguito utilizzando il metodo delle “curve p-y” (vedere anche § 10.2.4), facendo riferimento alle corrispondenti condizioni di esercizio, come richiesto dal rif. 15.1.1 al § 6.4.3.2.


10.4 Verifiche per azioni sismiche

10.4.1 Stati Limite Ultimi

Il rif. 15.1.1 al § 7.11.5.3.2 richiede l'esecuzione di verifiche agli Stati Limite ultimi per:

- “collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno”;
- “collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno”;
- “liquefazione del terreno di fondazione”;
- “spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione”;
- “rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento)”.

Quando si ritenga che il rischio di liquefazione non sussista, per le verifiche a rottura per carichi limite verticali e orizzontali possono essere utilizzati direttamente gli abachi ottenuti

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 41 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

dalle analisi statiche. Gli abachi dovranno essere impiegati con riferimento alle combinazioni di carico sismico per lo stato limite ultimo considerato.

10.4.2 Stato Limite di Danno

In accordo con quanto previsto dal rif. 15.1.1 al § 7.11.5.3.2, devono essere condotte le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Danno.

Visti i valori non elevati per le accelerazioni in sito, sono da attendersi deformazioni permanenti ridotte a seguito dell'evento sismico di progetto.

Per questi motivi, nel seguito la verifica dello Stato Limite di Danno sarà ricondotta alla verifica dello Stato Limite di Esercizio in condizioni statiche, presentata precedentemente al §§ 10.3.1 e 10.3.3.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



τ/τ_{us} (-)	s_v/D (%)
0	0
0.55	0.2
0.65	0.3
0.8	0.4
0.9	0.6
1	1

Tabella 10.1 – Curve di trasferimento τ - s_v in sabbia e ghiaia (da Reese & Wang, 1990)

q/q_{us} (-)	s_v/D (%)
0	0
0.30	1.5
0.50	3
0.70	5
1	10

Tabella 10.2 – Curve di trasferimento q - s_v in sabbia e ghiaia (da Reese & Wang, 1990)

τ/τ_{us} (-)	s_v/D (%)
0	0
0.75	0.2
0.85	0.3
0.90	0.4
0.95	0.6
1	1

Tabella 10.3 – Curve di trasferimento τ - s_v in argille e limi (da Reese & Wang, 1990)

q/q_{us} (-)	s_v/D (%)
0	0
0.70	1.5
0.90	3
0.95	5
1	10

Tabella 10.4 – Curve di trasferimento q - s_v in argille e limi (da Reese & Wang, 1990)

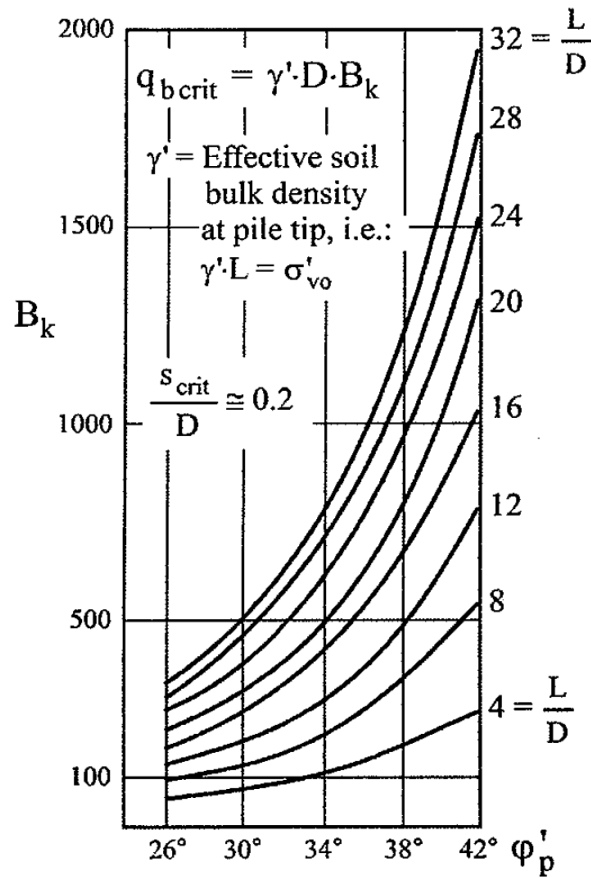


Figura 10.1 – Fattore di capacità portante secondo Berezantzev (da Jamiolkowski, 2003)

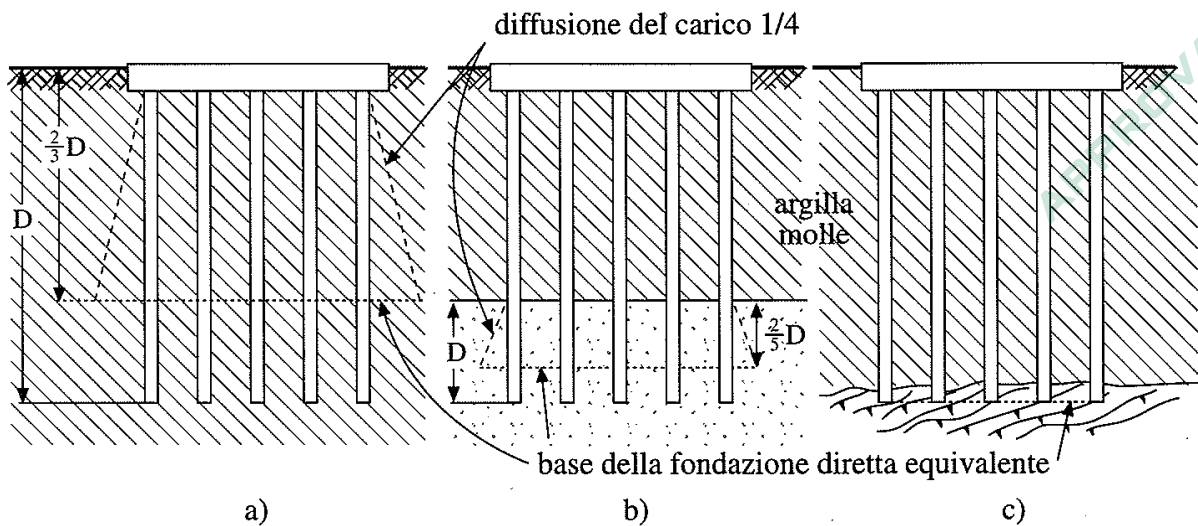



Figura 10.2 – Criteri per la scelta della piastra equivalente (da Viggiani, 1993)

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 44 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

11. FONDAZIONI PROFONDE - DIAFRAMMI

11.1 Metodologia di calcolo

La progettazione di opere di fondazione indirette (fondazioni su diaframmi) deve essere eseguita in accordo con le prescrizioni del rif. 15.1.1 al § 6.4.3.

Secondo quanto riportato al § 6.4.3.1 dello stesso riferimento, devono essere effettuate le seguenti verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi:

- verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali.

Per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza, è stato adottato l'Approccio 1, che implica l'esecuzione contemporanea di due verifiche:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M1+R2).

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno è richiesta solo nei casi in cui l'opera di fondazione si trovi "su o in prossimità di pendii naturali o artificiali". Inoltre, la verifica di stabilità globale deve essere eseguita utilizzando la sola Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Ai fini del dimensionamento della fondazione profonda, dovrà essere fatto riferimento alla condizione più critica tra quelle ottenute mediante le due combinazioni.

11.2 Verifiche di sicurezza

11.2.1 Stati Limite Ultimi – Stabilità globale del complesso opera di sostegno–terreno

Il rif. 15.1.1 al § 6.5.3.12 prevede che le verifiche di stabilità possano essere eseguite solo utilizzando la Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Le analisi di stabilità sono condotte mediante il codice di calcolo STABL 3.0 prodotto e distribuito da GSS (Geotechnical Software Solutions, si veda il rif. 15.3.2).

Tale programma si basa sul metodo dell'equilibrio limite ed effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. In particolare, nelle analisi eseguite, la superficie critica viene ricercata mediante il metodo di Janbu o in alternativa il metodo di Spencer.

Nei grafici contenenti i risultati delle analisi, tra tutte le superfici analizzate vengono riportate le n° 10 superfici con i fattori di sicurezza minori.

Ai fini dell'inclusione dei risultati ottenuti nella procedura di progettazione mediante l'approccio agli stati limite, i fattori di sicurezza calcolati dovranno risultare superiori al valore del coefficiente parziale γ_R , il cui valore è fornito dalla Tabella 6.8.1 al rif. 15.1.1 e qui riportato in Tabella 8.1.

11.2.2 Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali

La valutazione del carico limite ultimo per rottura del terreno è stata effettuata sulla base delle prescrizioni contenute al § 6.4.3.1.1 del rif. 15.1.1.

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno totale del diaframma.

Il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni (E_d) viene definito mediante i coefficienti parziali di cui alla tabella 6.2.I del rif. 15.1.1.

Il valore caratteristico della resistenza al carico assiale R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ_3 , ξ_4 riportati nella tabella 6.4.IV del rif. 15.1.1 alle resistenze limite R_{cal} calcolate, secondo la relazione:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

La resistenza di progetto (R_d) si otterrà applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale γ_R .

La resistenza ultima del diaframma di fondazione può essere espressa come:

$$Q_u = Q_l + Q_b = \sum_i A_{si} f_i + A_b q_b$$

in cui:

Q_u = carico verticale limite di compressione;

Q_l = aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del diaframma;

Q_b = aliquota della portata limite relativa alla base del diaframma;

A_{si} = area della superficie laterale del diaframma relativa al tronco i-esimo in cui si è suddiviso il diaframma ai fini del calcolo;

f_i = aderenza limite media nel tratto i-esimo del diaframma;

A_b = area di base del diaframma;

q_b = pressione limite relativa alla base del diaframma.

Si noti che nel caso di schemi fondazionali in cui il diaframma sia costituito da pannelli affiancati (lati "corti" adiacenti), occorre considerare la fondazione come un corpo unico, considerando come area di base la somma delle aree dei singoli pannelli, e come area laterale l'area laterale del "blocco" costituito dai diversi pannelli.

Nell'utilizzo delle espressioni sopra riportate in terreni stratificati si avrà l'accortezza di limitare la pressione ultima di base in prossimità del limite di passaggio con uno strato meno resistente.

In particolare, per valori di affondamento in uno strato più resistente inferiori a 3÷5 volte lo spessore del diaframma, la portata di base del diaframma sarà valutata interpolando fra il valore corrispondente allo strato superiore meno resistente e quello dello strato più resistente. Analogamente ci si comporterà nella fascia di spessore di 3÷5 volte lo spessore del diaframma in prossimità del limite inferiore dello strato più resistente.

11.2.2.1 Pressione limite di base

Nei terreni coesivi, per la valutazione della pressione limite di base q_b si segue il seguente criterio:

$$q_b = N_c \times c_u$$

in cui:

N_c = fattore di capacità portante = 6;

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in prossimità della base del diaframma.

Nei materiali granulari, la pressione limite di base viene calcolata mediante il metodo proposto da Berezantzev (rif. 15.2.2) per il caso di fondazioni profonde aventi una delle due dimensioni (in pianta) significativamente superiore all'altra; questo caso, nel quale si può ragionevolmente ipotizzare che la rottura avvenga in condizioni di stato piano delle deformazioni, è valido ad esempio per pannelli di diaframmi accostati.

In accordo con il metodo proposto da Berezantzev si può calcolare la pressione limite di base secondo la relazione:

$$q_b = \gamma' B \left(\frac{D}{B} + \frac{\cos \phi}{2\sqrt{2}} \exp \left(\left(\frac{\pi}{4} + \phi \right) \tan \phi \right) \right) \times \left(\frac{\cos \phi (\sin \phi + \cos \phi)}{1 - \sin \phi \cos \phi} \exp \left(\left(\frac{\pi}{2} + 2\phi \right) \tan \phi \right) \right)$$

in cui:

D = profondità da P.C. della base del diaframma;

B = dimensioni del lato "corto" della fondazione.

11.2.2.2 Aderenza laterale limite

La aderenza laterale limite può essere valutata, rispettivamente per terreni coesivi ed incoerenti, con riferimento ai seguenti criteri (Reese & O'Neill):

Terreni coesivi:

$$f_i = \alpha_i \times c_{ui}$$

in cui:

α_i = coefficiente di adesione laterale = 0.5

c_{ui} = resistenza al taglio in condizioni non drenate media nel tratto i-esimo di diaframma considerato;

Terreni incoerenti:

per depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi:

$$f_i = \beta \times \sigma_{vi} \leq f_{\max}$$

dove al coefficiente empirico β possono essere assegnati i seguenti valori:

- per i depositi sabbiosi:

$$\beta = 1.5 - 0.42 \times (z)^{0.34}$$

con la limitazione:

$$0.25 \leq \beta \leq 1.2$$

- per i depositi sabbioso-ghiaiosi e depositi ghiaiosi:

$$\beta = 2.0 - 0.15 \times (z)^{0.75}$$


con la limitazione:

$$0.25 \leq \beta \leq 1.8$$

Il valore di f_{\max} viene stimato come:

$$f_{\max} = 3 \times N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$f_{\max} = 142 + 0.32 \times N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{SPT} > 53$$

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 47 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

11.2.2.3 Osservazioni su livello deformativo per mobilitazione portate limite

Con riferimento ai §§ 11.2.2.1 e 11.2.2.2 si osserva che i livelli deformativi richiesti per la mobilitazione della portata limite di base e per la portata limite laterale sono tra loro diversi.

Per quanto riguarda la portata limite di base, il metodo di Berezantzev riportato al § 11.2.2.1 fornisce valori della portata limite di base corrispondenti a cedimenti del diaframma pari al 20% della larghezza del diaframma.

Al contrario, il valore di portata limite laterale calcolato con i metodi presentati al § 11.2.2.2 viene mobilitato per un livello deformativo più ridotto, corrispondente a cedimenti del diaframma inferiori di un ordine di grandezza rispetto a quelli assunti dal metodo di Berezantzev per le portate di base, ovvero 5÷10 mm.

Per questi motivi, nell'utilizzo delle curve di capacità assiale per la determinazione delle lunghezze diaframma non possono essere accettate soluzioni per le quali il contributo della portata di base alla portata assiale totale sia prevalente o dello stesso ordine della portata per attrito laterale. Questa condizione si ottiene tipicamente per diaframma tozzi, caratterizzati da rapporti "lunghezza/larghezza" poco superiori a 10.

Per questi casi, la lunghezza diaframma deve essere opportunamente incrementata, in modo da soddisfare almeno la condizione:

$$N_{\text{esercizio}} = 1.1 \div 1.25 \cdot Q_{\text{di progetto, laterale}}$$

in cui $N_{\text{esercizio}}$ è il valore rappresentativo del carico verticale di esercizio agente sul diaframma e $Q_{\text{di progetto, laterale}}$ è il valore della portata limite laterale del diaframma, già ridotta per i coefficienti parziali applicabili previsti dal Testo Unico al rif. 15.1.1.

11.2.3 Stati Limite Ultimi – Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali

Il rif. 15.1.1 al § 6.4.3.1 richiede l'esecuzione di verifiche di sicurezza con riferimento al "collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali". Questa prescrizione si applica in modo equivalente qui per la progettazione di un diaframma.

A questo scopo viene utilizzato il "metodo delle curve p-y", implementato nel codice di calcolo LPILE® (rif. 15.3.1). Una descrizione dettagliata di questo metodo è disponibile nei manuali che accompagnano il programma.

Alle curve calcolate dovranno essere applicati i valori opportuni dei coefficienti di riduzione ξ_3 e ξ_4 , analogamente a quanto già presentato per il calcolo della portata assiale di progetto.

Ai fini della riduzione delle resistenze richiesta dall'Approccio 1 – Combinazione 2, le curve p-y saranno opportunamente scalate secondo il coefficiente parziale γ_R .

Per ogni opera saranno ricavati i diagrammi:

- azione orizzontale a testa diaframma – deformata del diaframma;
- azione orizzontale a testa diaframma – azione di taglio indotta nel diaframma;
- azione orizzontale a testa diaframma – momenti flettenti indotti nel diaframma.

Saranno inoltre calcolate le curve p-y in corrispondenza di diverse profondità dal piano campagna.

11.3 Verifiche in fase di esercizio

11.3.1 Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti verticali

La valutazione della curva carico-cedimento del diaframma è effettuata con il metodo delle curve di trasferimento t-z e q-z.

In base a tale metodo il diaframma è schematizzato con un elemento caratterizzato da un modulo elastico E_p , mentre il trasferimento degli sforzi dal diaframma al terreno avviene tramite delle molle caratterizzate da leggi non lineari che correlano la tensione tangenziale sviluppabile lungo il fusto “t” o la portata di base “q” con lo spostamento locale verso il basso “z”.

Il cedimento della testa del diaframma per un determinato carico assegnato a testa diaframma si ottiene risolvendo l’equazione differenziale (si veda ad esempio il rif. 15.2.18):

$$\frac{dQ_z}{dz} = E_p \times A_p \times \frac{d^2 s_{vz}}{dz^2}$$

in cui:

z = coordinata generica lungo il diaframma con origine alla testa diaframma

A_p = area della sezione del diaframma

Q_z = carico assiale agente nella sezione di diaframma di coordinata z

s_{vz} = spostamento assiale nella sezione di diaframma di coordinata z

Si considerano le curve proposte da Reese & Wang (1990), riportate anche dalla Tabella 10.1 alla Tabella 10.4.

11.3.2 Stati Limite di Esercizio – Valutazione degli spostamenti orizzontali

Il calcolo dello spostamento orizzontale della testa del diaframma è eseguito utilizzando il metodo delle “curve p-y” (vedere anche § 10.2.4), facendo riferimento alle corrispondenti condizioni di esercizio, come richiesto dal rif. 15.1.1 al § 6.4.3.2.


11.4 Verifiche per azioni sismiche

11.4.1 Stati Limite Ultimi

Il rif. 15.1.1 al § 7.11.5.3.2 richiede l’esecuzione di verifiche agli Stati Limite ultimi per:

- “collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno”;
- “collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno”;
- “liquefazione del terreno di fondazione”;
- “spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione”;
- “rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento)”.

Quando si ritenga che il rischio di liquefazione non sussista, per le verifiche a rottura per carichi limite verticali e orizzontali possono essere utilizzati direttamente gli abachi ottenuti dalle analisi statiche. Gli abachi dovranno essere impiegati con riferimento alle combinazioni di carico sismico per lo stato limite ultimo considerato.

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 49 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

11.4.2 Stato Limite di Danno

In accordo con quanto previsto dal rif. 15.1.1 al § 7.11.5.3.2, devono essere condotte le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Danno.

Visti i valori non elevati per le accelerazioni in sito, sono da attendersi deformazioni permanenti ridotte a seguito dell'evento sismico di progetto.

Per questi motivi, nel seguito la verifica dello Stato Limite di Danno sarà ricondotta alla verifica dello Stato Limite di Esercizio in condizioni statiche, presentata precedentemente al §§ 10.3.1 e 10.3.3.

12. VERIFICHE IDRAULICHE

Il rif. 15.1.1 al § 6.2.3.2 richiede l'esecuzione di verifiche di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi idraulici, più in particolare per quanto riguarda i fenomeni di sollevamento e sifonamento, che dovranno quindi essere eseguite quando applicabile per tutte le tipologie di opera presentate ai paragrafi precedenti.

Il rif. 15.1.1 sempre al § 6.2.3.2 fornisce delle indicazioni di massima sulle modalità di esecuzione delle verifiche e sulla scelta dei fattori di sicurezza da adottare.

12.1 Sollevamento

Le verifiche sono volte a garantire la stabilità delle opere geotecniche nei confronti dei fenomeni di galleggiamento e sottospinta.

Di seguito si elencano brevemente alcune situazioni tipo che dovranno senz'altro essere verificate, eventualmente escludendo a priori il fenomeno:

- tappo di fondo scavi sostenuti;
- fondo scavo tratti stradali in trincea;
- fondo di scavi in genere;
- tombini, sottopassi, opere scatolari.

12.2 Sifonamento

Le verifiche di sifonamento sono relative a tutte quelle situazioni in cui il moto di filtrazione che interessa i terreni è tale da ridurre in modo significativo le tensioni efficaci e pertanto in grado di ridurre la resistenza al taglio complessiva del terreno.

Tale fenomeno è particolarmente insidioso e necessita pertanto di particolare attenzione in quanto è in grado di produrre rotture improvvise delle opere.

Inoltre, il fenomeno è influenzato dalla presenza di livelli meno permeabili (quali le intercalazioni limoso argillose spesso ritrovate nell'area BreBeMi), che possono aumentare il valore del gradiente, essendo inoltre spesso neglette e comunque di difficile individuazione.

Pertanto, come suggerito dalla prassi e dalla letteratura, le verifiche dovranno essere caratterizzate da fattori di sicurezza elevati (3-4) per ovviare alla modellistica assai semplificata e alle incertezze sulla stratigrafia.

Con riferimento al § 6.2.3.2 delle NTC 2008 (rif. 15.1.1), la verifica idraulica al sifonamento risulta soddisfatta se:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

dove:

Società di Progetto
Brebeni SpA



$u_{inst,d}$ è la pressione interstiziale instabilizzante;

$\sigma_{stb,d}$ è la tensione totale stabilizzante.

All'interno dello scavo, a valle della paratia, i due termini possono essere valutati come segue:

$$u_{inst,d} = i_e \times \gamma_w \times z \times \gamma_{G1} + \gamma_w \times z$$

$$\sigma_{stb,d} = \gamma' \times z \times \gamma_{G1} + \gamma_w \times z$$

dove:

i_e è il gradiente idraulico alla quota z di riferimento;

γ_w è il peso di volume dell'acqua;

γ' è il peso di volume sommerso del terreno;

γ_{G1} sono coefficienti parziali da normativa (rif. 15.1.1), assunti pari a 1,3 per carichi sfavorevoli e pari a 0.9 per carichi favorevoli.

La verifica risulta quindi:

$$i_e \times \gamma_w \times z \times \gamma_{G1} + \gamma_w \times z \leq \gamma' \times z \times \gamma_{G1} + \gamma_w \times z$$

da cui si ricava, per una generica quota z :

$$i_e \times \gamma_{G1} \leq \frac{\gamma'}{\gamma_w} \times \gamma_{G1}$$

ponendo $i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$, la verifica di sicurezza può essere ridotta a:

$$i_e \times \gamma_{G1} \leq i_{cr} \times \gamma_{G1}$$

ovverosia:

$$i_{e,d} \leq i_{cr,d}$$

Il valore del gradiente di efflusso massimo si ha, nelle condizioni in esame, a fondo scavo e può essere valutato sulla base dell'abaco fornito in Lancellotta (1993) e riportato in Figura 11.1.

12.3 Calcolo delle portate di emungimento

Per il calcolo delle portate da emungere per garantire l'abbassamento del livello di falda richiesto, si utilizzerà la soluzione grafica riportata in Lancellotta (1993), che permette la determinazione della portata da emungere in funzione di:

- permeabilità del terreno;
- distanza tra le opere di sostegno;
- profondità dello scavo;
- livello di falda.

Il diagramma da utilizzare è riportato per comodità in Figura 11.2.

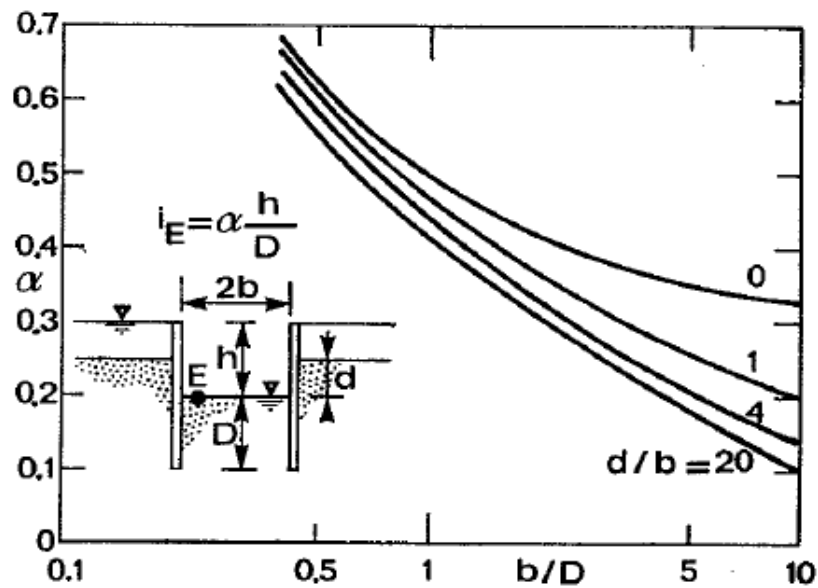


Figura 11.1 - Diagramma per calcolo gradiente di efflusso nel caso di uno scavo nastriforme in un mezzo di spessore infinito (da Lancellotta, 1993)

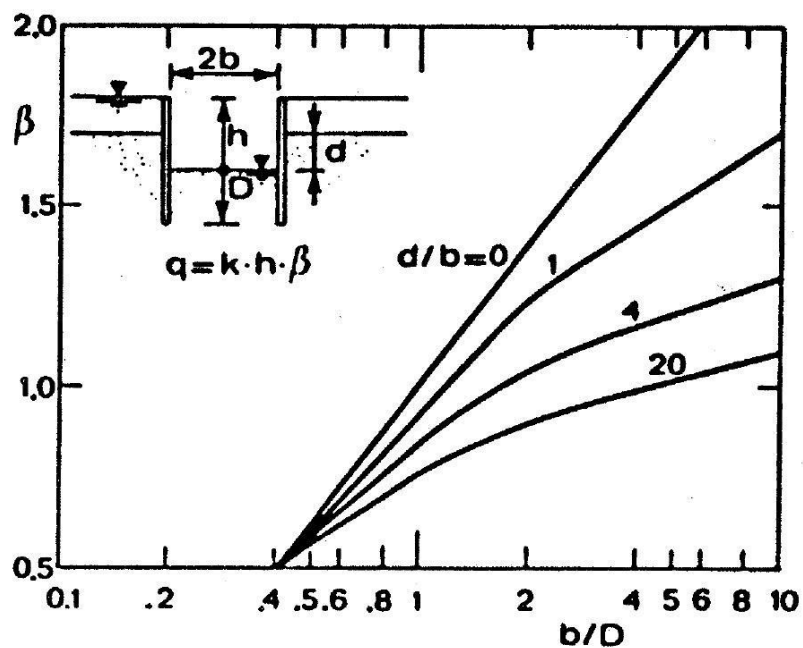



Figura 11.2 - Diagramma per calcolo portate di emungimento (da Lancellotta, 1993)

13. VERIFICHE INTERMEDIE NELLE FASI COSTRUTTIVE

Secondo quanto previsto dal rif. 15.1.1 al § 6.8.2, la realizzazione di opere di scavo deve essere verificata "nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive".

Le fasi intermedie di realizzazione corrispondono per esempio ai singoli passi di avanzamento dello scavo e alla realizzazione di opere provvisorie.

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 52 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

Per ciascuna tipologia di opera le verifiche di sicurezza saranno eseguite con riferimento sia alla situazione finale che alle fasi intermedie di realizzazione.

14. CONTROLLI E MONITORAGGIO


In accordo con quanto riportato dalla normativa vigente (rif. 15.1.1) al § 6.2.5, *“il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo”*.

Quando richiesto, le opere geotecniche realizzate saranno controllate e monitorate per garantire il soddisfacimento del requisito espresso sopra.

In ogni caso, controlli e monitoraggio dovranno essere garantiti nei seguenti casi:

- fondazioni delle “opere d’arte maggiori” (Viadotti Adda, Oglio, Serio, Muzza, Gallerie artificiali di Treviglio e AV/AC),
- interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce (§ 6.9 del rif. 15.1.1).

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 53 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

15. BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

15.1 Normative e raccomandazioni

15.1.1 D.M. 14/1/08 - Norme tecniche per le costruzioni – Testo Unico;

15.1.2 Ordinanza n.3274: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;

15.1.3 UNI EN 13242:2008 – Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade

15.1.4 UNI EN 1997-2:2007 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

15.1.5 DIN 18125-2:1999 – Soil investigation and testing – Determination of density of soil – Part 2: Field tests

15.2 Riferimenti bibliografici

15.2.1 Berardi R., Lancellotta R., (1991) – Stiffness of granular soil from field performance – Géotechnique, 41 (1), pp. 149-157

15.2.2 Berezantzev V.G. (1965) – Design of deep foundations. Proc. VI ICSHFE, Montreal, Canada, vol. 2, pp 234-237.

15.2.3 Bustamante M, Doix B. (1985) – Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes – Bull Liason Labo P. et Ch. N.140 dic. 1985 – ref.3047.

15.2.4 Caquot A., Kerisel J (1948) – Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations – Gauthier-Villars, Paris.

15.2.5 Jamiolkowski M. (2003) – Soil parameters relevant to bored pile design from laboratory and in situ tests – Deep Foundations on Bored and Auger Piles – Van Impe ed. – Millpress, Rotterdam


15.2.6 Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) – New Correlations of penetration Tests for Design Practice – Proc. 1st International Symposium on Penetration Testing, Orlando.

15.2.7 Renato Lancellotta - Geotecnica – II edizione – Zanichelli – 1993

15.2.8 Mueller – Breslau (1906) – Errdruck anf stuetzmanern – Kroener

15.2.9 Poulos H.G., Davis E.H. (1974) – Elastic solutions for soil and rock mechanics – John Wiley and Sons

15.2.10 NAV-FAC Design Manual 7.1 (1982) – Soil Mechanics

	Doc. N. 66039-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000100	REV. A00	FOGLIO 54 di 55
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

15.2.11 Reese L.C., Wang S.T. (1990) – Analysis of load versus settlement for an axially loaded deep foundation – Documentation of computer program APILE2, Ensoft Inc., Austin, Texas

15.2.12 Schmertmann J. H. (1975) – Measurement of In-Situ Strength – Proceedings of the Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, American Society of Civil Engineers, pp 55-138.

15.2.13 Seed H.B., Idriss I.M. (1982) – Ground motions and soil liquefaction during earthquakes – Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland, California

15.2.14 Skempton A.W. (1986) – Standard penetration test procedure and the effects in sands of the overburden pressure, relative density, particle size, ageing, and overconsolidation. Geotechnique 36, N°3.

15.2.15 Stroud M.A., Butler F.G. (1975) – The standard penetration test and the engineering properties of Glacial Materials, Conf. On Engineering behavior of glacial materials University of Birmingham

15.2.16 Terzaghi K. & Peck R.B. (1967) – Soil Mechanics in Engineering Practice – John Wiley and Sons, New York

15.2.17 Tomlinson M.J. (1987) – Pile design and construction practice, 3rd edition – View Point, 378 pp.

15.2.18 Tomlinson M.J. (1995) – Foundation design and construction, 6th edition – Longman Science and Technology, 536 pp.

15.2.19 Viggiani C. (1993) – Fondazioni – Hevelius ed.

15.2.20 Wood J.H. (1973) – Earthquake-induced soil pressures on structures – Report EERL 73-05 – California Inst. Of Technology, Pasadena.

15.2.21 Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H. (2001) – Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils – Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – Vol. 127, No. 10, pp. 817-833

15.3 Software di calcolo

15.3.1 LPILE PLUS for Windows – Copyright ENSOFT, INC., October 2000.

15.3.2 SLOPECad – Concrete 3.23.

15.3.3 Harpaceas srl – Paratie versione 7.0.

15.3.4 GROUP for Windows – Copyright ENSOFT, INC., February 2006.

Società di Progetto
Brebemi SpA

